UNIVERSITATEA TEHNICA DE CONSTRUCTII BUCURESTI
TECHNICAL UNIVERSITY OF CIVIL ENGINEERING BUCHAREST
Bd. Lacul Tei 124 * Sect. 2 RO-020396 * Bucharest 38 ROMANIA
Tel.: +40-21-242.12.08, Tel./Fax: +40-21-242.07.81, www.utcb.ro

COD DE PROIECTARE SEISMICĂ
– PARTEA I –

PREVEDERI DE PROIECTARE PENTRU CLĂDIRI

INDICATIV P100-1

BENEFICIAR,

MINISTERUL DEZVOLTĂRII REGIONALE ȘI

ADMINISTRAȚIEI PUBLICE

– MAI 2013 –

UNIVERSITATEA TEHNICA DE CONSTRUCTII BUCURESTI
TECHNICAL UNIVERSITY OF CIVIL ENGINEERING BUCHAREST
Bd. Lacul Tei 124 * Sect. 2 RO-020396 * Bucharest 38 ROMANIA
Tel.: +40-21-242.12.08, Tel./Fax: +40-21-242.07.81, www.utcb.ro

COD DE PROIECTARE SEISMICĂ. PARTEA I – PREVEDERI DE PROIECTARE PENTRU CLĂDIRI. (REVIZUIRE P100-1/2006. RECOMANDĂRI DE PROIECTARE - COD DE PROIECTARE)

REDACTAREA FINALĂ

CONTRACT NR. M.D.R.A.P 454/2010
NR. U.T.C.B. 114/2010
BENEFICIAR: MINISTERUL DEZVOLTĂRII REGIONALE ȘI ADMINISTRAȚIEI PUBLICE

RECTOR: PROF.UNIV.DR.ING. IOHAN NEUNER

ȘEF PROIECT: ȘEF.LUCR.DR.ING. VIOREL POPA

2013

COLECTIV DE ELABORATORI (REVIZUIRE COD):

Capitolul 2	Tudor Postelnicu
Capitolul 3	Dan Lungu Radu Văcăreanu Sorin Demetriu Alexandru Aldea Cristian Arion
Capitolul 4	Tudor Postelnicu Viorel Popa
Secțiunea 4.5	Dan Crețu Sorin Demetriu
Capitolul 5	Tudor Postelnicu Radu Pascu Dan Zamfirescu Viorel Popa
Capitolul 6	Dan Dubina Florea Dinu Aurel Stratan
Capitolul 7	Mircea Neacșu
Capitolul 8	Radu Petrovici
Capitolul 9	Maria Darie Daniela Țăpuși
Capitolul 10	Radu Petrovici
Anexa A	Dan Lungu Radu Văcăreanu Sorin Demetriu Alexandru Aldea Cristian Arion
Anexa B	Dan Crețu
Anexa C	Dan Crețu
Anexa D	Tudor Postelnicu Dan Zamfirescu Ionut Damian
Anexa E	Tudor Postelnicu Dan Zamfirescu Ionut Damian Adrian Gutunoiu
Anexa F	Dan Dubina Florea Dinu Aurel Stratan
Anexa G	Mircea Neacșu

Șef proiect, UTCB: Viorel Popa

ANEXA H – COMENTARII

COLECTIV DE ELABORATORI

Capitolul C 2	Tudor Postelnicu
Capitolul C 3	Dan Lungu Cristian Arion Alexandru Aldea Radu Văcăreanu Sorin Demetriu
Capitolul C 4 Secțiunea C 4.5	Tudor Postelnicu Dan Crețu Sorin Demetriu
Capitolul C 5	Tudor Postelnicu Viorel Popa
Capitolul C 6	Dan Dubina Florea Dinu Aurel Stratan
Capitolul C 7	Mircea Neacșu
Capitolul C 8	Radu Petrovici
Capitolul C 9	Daniela Țăpuși
Capitolul C 10	Radu Petrovici
Anexa D	Tudor Postelnicu
Anexa E	Tudor Postelnicu Dan Zamfirescu

ANEXA I – EXEMPLE DE CALCUL

COLECTIV DE ELABORATORI

Capitolul E 4	Dan Crețu
Capitolul E 5	Tudor Postelnicu Dan Zamfirescu Viorel Popa Andrei Papurcu Bogdan Buzoianu
Capitolul E 6	Dan Dubina Florea Dinu Aurel Stratan
Capitolul E 7	Mircea Neacşu Ovidiu Păunescu
Capitolul E 8	Radu Petrovici
Capitolul E 9	Maria Darie Daniela Țăpuși
Capitolul E 10	Radu Petrovici

COLECTIV DE ELABORATORI (P100-1/2006):

Capitolele 1 și 2	Tudor Postelnicu
Capitolul 3	Dan Lungu Alexandru Aldea Cristian Arion Tiberiu Cornea Radu Văcăreanu
Capitolul 4	Tudor Postelnicu
Secțiunea 4.5	Dan Crețu Sorin Demetriu
Capitolul 5	Tudor Postelnicu Radu Pascu Dan Zamfirescu Viorel Popa
Capitolul 6	Șerban Dima Paul Ioan Dan Dubină
Capitolul 7	Mircea Neacșu Mircea Mironescu
Capitolul 8	Radu Petrovici
Capitolul 9	Maria Darie Daniela Țăpuși
Capitolul 10	Radu Petrovici
Anexa A	Dan Lungu Alexandru Aldea Cristian Arion Tiberiu Cornea Radu Văcăreanu
Anexa B	Dan Crețu Sorin Demetriu
Anexa C	Dan Crețu Sorin Demetriu
Anexa D	Tudor Postelnicu Dan Zamfirescu
Anexa E	Tudor Postelnicu Dan Zamfirescu Viorel Popa
Anexa F	Șerban Dima Paul Ioan
Anexa G	Mircea Neacșu

Coordonarea lucrării: Tudor Postelnicu

COD DE PROIECTARE SEISMICĂ
– PARTEA I –

PREVEDERI DE PROIECTARE
PENTRU CLĂDIRI

INDICATIV P100-1

CUPRINS

VOLUMUL I - COD DE PROIECTARE

1.	GENERALITĂŢI	17
1.1.	Obiect şi domeniu de aplicare	17
1.2.	Definiţii generale	18
1.3.	Unităţi de măsură	19
1.4.	Simboluri	19
1.4.1.	Simboluri folosite în capitolul 3	19
1.4.2.	Simboluri folosite în capitolul 4	21
1.4.3.	Simboluri folosite în capitolul 5	23
1.4.4.	Simboluri folosite în capitolul 6	24
1.4.5.	Simboluri folosite în capitolul 7	26
1.4.6.	Simboluri folosite în capitolul 8	28
1.4.7.	Simboluri folosite în capitolul 9	31
1.4.8.	Simboluri folosite în capitolul 10	31
1.4.9.	Simboluri folosite în capitolul 11	32
1.5.	Documente de referinţă	33
2.	CERINŢE DE PERFORMANŢĂ ŞI CONDIŢII DE ÎNDEPLINIRE	39
2.1.	Cerinţe fundamentale	39
2.2.	Condiţii pentru controlul îndeplinirii cerinţelor	39
2.2.1.	Generalităţi	39
2.2.2.	Starea limită ultimă	40
2.2.3.	Starea limită de serviciu (de limitare a degradărilor)	40
2.2.4.	Măsuri suplimentare	40
3.	ACŢIUNEA SEISMICĂ	43
3.1.	Reprezentarea acţiunii seismice pentru proiectare	43

3.1.1.	Descrieri alternative ale acţiunii seismice	49
3.1.2.	Accelerograme artificiale	49
3.1.3.	Accelerograme înregistrate	49
3.1.4.	Variabilitatea în spaţiu a acţiunii seismice	50
3.2.	Spectrul de proiectare	50
3.3.	Combinarea acţiunii seismice cu alte tipuri de acţiuni	50
4.	PROIECTAREA CLĂDIRILOR	51
4.1.	Generalităţi	51
4.2.	Condiţii de planificare a construcţiilor	51
4.3.	Condiţii privind amplasarea construcţiilor	51
4.4.	Alcătuirea de ansamblu a construcţiilor	52
4.4.1.	Aspecte de bază ale concepţiei de proiectare	52
4.4.2.	Elemente structurale principale şi secundare în preluarea forţelor seismice	55
4.4.3.	Condiţii pentru evaluarea regularităţii structurale	55
4.4.4.	Condiţii pentru alcătuirea planşeelor	57
4.4.5.	Clase de importanţă şi de expunere la cutremur şi factori de importanţă	59
4.5.	Calculul structurilor la acţiunea seismică	61
4.5.1.	Generalităţi	61
4.5.2.	Modelarea comportării structurale	62
4.5.3.	Metode de calcul structural	63
4.5.4.	Calculul deformaţiilor	74
4.6.	Verificarea siguranţei	75
4.6.1.	Generalităţi	75
4.6.2.	Starea limită ultimă	75
4.6.3.	Starea limită de serviciu	79
4.7.	Sinteza metodelor de proiectare	80

5.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE BETON	82
5.1.	Generalităţi	82
5.1.1.	Obiect şi domeniu de aplicare	82
5.1.2.	Definiţii	82
5.2.	Principii de proiectare	83
5.2.1.	Capacitatea de disipare de energie. Clase de ductilitate	83
5.2.2.	Tipuri de structuri şi factori de comportare	84
5.2.3.	Cerinţe de proiectare	86
5.3.	Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă	93
5.3.1.	Condiţii referitoare la materiale	93
5.3.2.	Condiţii geometrice	93
5.3.3.	Eforturi de proiectare	93
5.3.4.	Verificări la starea limită ultimă şi prevederi de alcătuire	97
5.4.	Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate medie	105
5.4.1.	Condiţii referitoare la materiale	105
5.4.2.	Condiţii geometrice	105
5.4.3.	Eforturi de proiectare	105
5.4.4.	Verificări la starea limită ultimă şi prevederi de alcătuire	106
5.5.	Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate joasă	108
5.5.1.	Eforturi de proiectare	108
5.5.2.	Rezistenţa la încovoiere şi la forţa tăietoare	108
5.5.3.	Alcătuire şi armare	108
5.6.	Elementele structurilor duale	108
5.6.1.	Structuri duale cu cadre predominante	108
5.6.2.	Structuri duale cu pereţi predominanţi	109
5.7.	Ancoraje şi înnădiri	109
5.7.1.	Generalităţi	109
5.7.2.	Ancorarea armăturii	110
5.7.3.	Înnădirea armăturilor	110
5.8.	Fundaţii şi infrastructuri	111

5.8.1. Prevederi generale 111
5.8.2. Măsuri de proiectare 112
5.9. Efecte locale datorate interacţiunii cu pereţii de umplutură 112
5.10. Proiectarea planşeelor de beton 114

6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DIN OŢEL 116
6.1. Generalităţi 116
6.1.1. Obiect şi domeniu de aplicare 116
6.1.2. Principii de proiectare 116
6.1.3. Verificarea siguranţei 117
6.2. Condiţii privind materialele 117
6.3. Tipuri de structuri şi factori de comportare 119
6.3.1. Tipuri de structuri 119
6.3.2. Factori de comportare 121
6.4. Calculul structurii 124
6.5. Reguli pentru comportarea disipativă a structurilor 124
6.5.1. Generalităţi 124
6.5.2. Criterii de proiectare pentru structuri disipative 124
6.5.3. Reguli de proiectare pentru elemente disipative supuse la compresiune şi/sau încovoiere 124
6.5.4. Reguli de proiectare pentru elemente întinse 125
6.5.5. Reguli de proiectare pentru îmbinări în zone disipative 125
6.5.6. Reguli de proiectare pentru şuruburile de ancoraj 126
6.6. Cadre necontravântuite 127
6.6.1. Criterii de proiectare 127
6.6.2. Grinzi 127
6.6.3. Stâlpi 128
6.6.4. Îmbinările grindă-stâlp 130
6.6.5. Îmbinările de continuitate ale stâlpilor 131
6.7. Cadre contravântuite centric 131

6.7.1.	Criterii de proiectare	131
6.7.2.	Particularităţi de calcul	132
6.7.3.	Calculul diagonalelor	133
6.7.4.	Calculul grinzilor şi stâlpilor	133
6.8.	Cadre contravântuite excentric	135
6.8.1.	Criterii de proiectare	135
6.8.2.	Calculul barelor disipative	135
6.8.3.	Elementele nedisipative	138
6.8.4.	Îmbinările barelor disipative	139
6.9.	Reguli de proiectare pentru structuri de tip pendul inversat	140
6.10.	Reguli de proiectare pentru structurile din oţel cu nuclee sau pereţi din beton armat şi pentru structuri duale	140
6.10.1.	Structuri cu nuclee sau pereţi din beton armat	140
6.10.2.	Structuri duale	140
6.11.	Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat	140
6.11.1.	Criterii de proiectare	140
6.11.2.	Rezistenţa contravântuirii	141
6.11.3.	Particularităţi de calcul	142
6.11.4.	Calculul contravântuirilor	142
6.11.5.	Grinzile şi stâlpii	143
6.11.6.	Îmbinările contravântuirilor	144
6.11.7.	Îmbinările grindă-stâlp	144
6.12.	Controlul execuţiei	144
7.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR COMPOZITE	146
7.1.	Generalităţi	146
7.1.1.	Obiect şi domeniu de aplicare	146
7.1.2.	Principii de proiectare	146
7.2.	Materiale	147
7.2.1.	Beton	147

7.2.2.	Armătura din oţel	147
7.2.3.	Oţelul structural (rigid)	148
7.3.	Tipuri de structuri şi factori de comportare	148
7.3.1.	Tipuri de structuri	148
7.3.2.	Factori de comportare	148
7.4.	Acţiunea de diafragmă a planşeelor compozite	149
7.5.	Proiectarea structurilor disipative compozite	150
7.5.1.	Criterii de proiectare a structurilor disipative compozite	150
7.6.	Proiectarea cadrelor compozite necontravântuite	150
7.6.1.	Prevederi generale	150
7.6.2.	Calculul structural al cadrelor compozite	150
7.6.3.	Supleţea pereţilor secţiunilor de oţel care alcătuiesc elementele compozite	151
7.6.4.	Transferul de eforturi şi deformaţii între oţel şi beton	151
7.6.5.	Grinzi compozite	153
7.6.6.	Stâlpi compoziţi din beton armat cu armătură rigidă (cu secţiunea din oţel total înglobată în beton)	157
7.6.7.	Stâlpi compoziţi din ţeavă umplută cu beton	160
7.6.8.	Elemente compozite cu secţiunea din oţel parţial înglobată în beton armat	160
7.6.9.	Nodurile cadrelor compozite disipative	161
7.7.	Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri centrice	163
7.8.	Proiectarea cadrelor compozite cu contravantuiri excentrice	163
7.9.	Proiectarea structurilor cu pereţi compoziţi	164
7.9.1.	Calculul structurilor cu pereţi compoziţi	165
7.10.	Proiectarea fundatiilor structurilor compozite	167
8.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE ZIDĂRIE	168
8.1.	Generalităţi	168
8.1.1.	Obiectul prevederilor	168
8.1.2.	Documente normative de referinţă	169

8.1.3.	Definiţii	170
8.1.4.	Simboluri	170
8.2.	Materiale componente	170
8.2.1.	Cerinţe speciale pentru elemente pentru zidărie.	171
8.2.2.	Cerinţe speciale pentru mortare	173
8.2.3.	Ţeserea zidăriei	173
8.2.4.	Cerinţe privind rezistenţele caracteristice minime ale zidăriei la compresiune, forfecare şi încovoiere	173
8.2.5.	Betoane	175
8.2.6.	Armături	176
8.2.7.	Alte materiale pentru armarea zidăriei	177
8.3.	Construcţii cu pereţi structurali din zidărie	177
8.3.1.	Tipuri de pereţi structurali din zidărie	177
8.3.2.	Condiţii de utilizare	177
8.3.3.	Regularitate şi neregularitate geometrică şi structurală	182
8.3.4.	Factori de comportare	182
8.4.	Calculul seismic al clădirilor cu pereţi structurali din zidărie	183
8.4.1.	Condiţii generale	183
8.4.2.	Modele şi metode de calcul pentru stabilirea forţelor seismice de proiectare	185
8.4.3.	Determinarea forţelor seismice de proiectare pentru pereţii structurali	188
8.5.	Principii şi reguli generale de alcătuire specifice construcţiilor cu pereţi structurali din zidărie	188
8.5.1.	Condiţii generale	188
8.5.2.	Proiectarea suprastructurii	189
8.5.3.	Proiectarea infrastructurii	191
8.5.4.	Reguli de proiectare specifice pentru construcţii cu pereţi structurali din zidărie	193
8.6.	Verificarea siguranţei	200
8.6.1.	Cerinţa de rezistenţă în raport cu starea limită ultimă (ULS)	200
8.6.2.	Cerinţa de rigiditate	202

8.6.3.	Cerinţa de stabilitate	203
8.6.4.	Cerinţa de ductilitate	203
8.6.5.	Cerinţe de rezistenţă în raport cu starea limită de serviciu (SLS)	203
8.7.	Calculul valorilor de proiectare ale rezistenţelor pereţilor structurali din zidărie	203
8.7.1.	Prevederi generale de calcul.	203
8.7.2.	Prevederi suplimentare pentru calculul pereţilor structurali la forţă axială şi încovoiere în planul peretelui	204
8.7.3.	Prevederi suplimentare privind rezistenţa de proiectare a pereţilor structurali cuplaţi	204
8.8.	Calculul deformaţiilor şi deplasărilor laterale în planul peretelui	205
8.8.1.	Condiţii generale	205
8.8.2.	Deformaţiile laterale ale pereţilor structurali din zidărie	205
8.9.	Proiectarea clădirilor simple din zidărie	205
8.9.1.	Generalităţi	205
8.9.2.	Materiale pentru zidărie	205
8.9.3.	Condiţii de regularitate geometrică şi structurală	206
8.9.4.	Numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare şi densitatea minimă a pereţilor structurali pentru clădiri simple din zidărie	207
9.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DIN LEMN	208
9.1.	Generalităţi	208
9.1.1.	Obiect şi domeniu de aplicarei	208
9.1.2.	Definiţii	208
9.1.3.	Concepţia de proiectare	209
9.2.	Condiţii privind comportarea structurală disipativă	210
9.3.	Tipuri de structuri şi factori de comportare	211
9.4.	Criterii de proiectare pentru structuri disipative	212
9.4.1.	reguli pentru elementele de îmbinare (conectori)	212
9.4.2.	Reguli pentru îmbinări	213
9.4.3.	Reguli pentru diafragmele orizontale	214

9.5. Verificări de siguranţă 214

10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCŢIILOR 215

10.1. Generalităţi 215

10.1.1. Obiect şi domeniu de aplicare 215

10.1.2. Subsistemul componentelor nestructurale (CNS) 216

10.2. Cerinţe generale de performanţă seismică specifice CNS 217

10.3. Bazele calculului seismic al componentelor nestructurale 219

10.3.1. Principii şi metode de evaluare a forţei seismice de proiectare 220

10.3.2. Determinarea deplasărilor laterale pentru calculul CNS 224

10.4. Condiţii generale pentru proiectarea seismică a componentelor nestructurale 225

10.4.1. Legăturile CNS 225

10.4.2. Interacţiunile CNS 226

10.5. Proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale (A) 226

10.5.1. Condiţii generale de proiectare seismică 226

10.5.2. Proiectarea seismică a elementelor de construcţie ataşate anvelopei 228

10.5.3. Proiectarea seismică a pereţilor nestructurali de închidere (A2) şi de compartimentare (A3) 230

10.5.4. Proiectarea seismică a tavanelor suspendate (A4) 237

10.5.5. Proiectarea seismică a pardoselilor înălţate (A5) 238

10.5.6. Proiectarea seismică a gardurilor de incintă (A6) 240

10.5.7. Condiţii de proiectare specifice pentru asigurarea căilor de evacuare din clădire 240

10.6. Proiectarea seismică a instalaţiilor (B) 241

10.6.1. Gruparea instalaţiilor în categorii seismice 241

10.6.2. Condiţii generale de proiectare pentru sistemele de instalaţii 241

10.6.3. Condiţii de proiectare specifice pentru diferite categorii de elemente şi/sau subansambluri de instalaţii 242

10.7. Proiectarea seismică a echipamentelor electromecanice (C) 243

10.7.1. Condiţii generale de proiectare seismică 243

10.8. Măsuri specifice pentru protecţia seismică a mobilierului din clădiri (D) 244
10.8.1. Categorii de clădiri şi de mobilier/aparatură care necesită protecţia la efectele acţiunii seismice 244
10.8.2. Condiţii generale de proiectare seismică 244
10.8.3. Condiţii pentru proiectarea seismică a rafturilor de depozitare din spaţii accesibile publicului 244
10.9. Verificarea siguranţei CNS la efectele acţiunii seismice 245
10.9.1. Generalităţi 245
10.9.2. Încărcări de proiectare 245
10.9.3. Deplasări de calcul 246
10.9.4. Rezistenţa de proiectare a panourilor din zidărie înrămate în cadre 246
10.9.5. Reguli generale pentru verificarea siguranţei CNS la acţiunea seismică 248
10.9.6. Modele de calcul 249
10.9.7. Verificarea condiţiilor de stabilitate, de rezistenţă şi de rigiditate 249
10.10. Asigurarea calităţii la proiectare şi la execuţie 251

11. IZOLAREA BAZEI 252
11.1. Obiect şi domeniu de aplicare 252
11.2. Definiţii 252
11.3. Cerinţe fundamentale 253
11.4. Criterii de îndeplinire a cerinţelor 253
11.5. Prevederi generale de proiectare 254
11.5.1. Prevederi generale referitoare la dispozitivele de izolare 254
11.5.2. Controlul mişcărilor nedorite 254
11.5.3. Controlul mişcărilor diferenţiale ale terenului 254
11.5.4. Controlul deplasărilor relative faţă de terenul şi construcţiile înconjurătoare 255
11.6. Acţiunea seismică 255
11.7. Factorul de comportare 255
11.8. Proprietăţile sistemului de izolare 255

11.9. Calculul structural 255
11.9.1. Generalităţi 255
11.9.2. Calculul linear echivalent 256
11.9.3. Calculul liniar simplificat 256
11.9.4. Calculul liniar modal simplificat 258
11.9.5. Calculul dinamic 259
11.9.6. Elemente nestructurale 259
11.10. Verificări la starea limită ultimă 259

ANEXE

ANEXA A. ACŢIUNEA SEISMICĂ: DEFINIŢII ŞI PREVEDERI SUPLIMENTARE 260
A.1. Definiţiile perioadelor de control (colţ) ale spectrelor de răspuns 260
A.2. Perioada (frecvenţa) predominantă a vibraţiilor terenului 260
A.3. Caracterizarea seismică a condiţiilor de teren 261
A.4. Instrumentarea seismică a clădirilor 262
A.5. Spectrul de răspuns elastic pentru diferite fracţiuni din amortizarea critică 262
A.6. Acceleraţia seismică a terenului in România 263

ANEXA B. METODE SIMPLIFICATE DE DETERMINARE A PERIOADELOR ŞI FORMELOR PROPRII DE VIBRAŢIE 275
B.1. Metoda aproximativă Rayleigh 275
B.2. Formule simplificate pentru estimarea perioadei fundamentale 276
B.3. Observaţii generale 277

ANEXA C. CALCULUL MODAL CU CONSIDERAREA COMPORTĂRII SPAŢIALE A STRUCTURILOR 278
C.1. Generalităţi 278
C.2. Determinarea fortelor seismice, eforturilor şi deplasărilor modale 279
C.3. Calculul eforturilor şi deplasărilor din acţiunea seismică 284

ANEXA D. PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR 287

D.1. Concepţia procedeului 287

D.2. Evaluarea proprietăţilor de rezistenţă şi de deformaţie ale elementelor structurale 288

D.3. Construirea curbei forţă laterală – deplasarea la vârful construcţiei 288

D.4. Echivalarea structurii MDOF cu un sistem SDOF 289

D.5. Evaluarea cerintelor de deplasare 290

D.6. Controlul deplasărilor structurale 291

ANEXA E. VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE ALE STRUCTURILOR 292

E.1. Verificarea deplasărilor laterale la starea limită de serviciu 292

E.2. Verificarea deformaţiilor laterale la starea limită ultimă 293

E.3. Verificarea ductilităţii elementelor de beton armat la starea limită ultimă 295

E.4. Verificarea ductilităţii elementelor din oţel la starea limită ultimă 297

ANEXA F. ASPECTE SPECIFICE ALE ALCĂTUIRII ELEMENTELOR DIN OŢEL 298

F.1. Valori ale suprarezistenţei sistemului structural pentru calculul simplificat 298

F.2. Lungimi de flambaj ale stâlpilor structurilor multietajate 298

F.3. Rigidizările barelor disipative 303

F.4. Îmbinări grindă-stâlp cu secţiune redusă 305

ANEXA G. PROIECTAREA PLĂCII GRINZILOR ÎN ZONA STÂLPILOR CADRELOR COMPOZITE 306

G.1. Generalităţi 306

G.2. Reguli pentru prevenirea zdrobirii premature a betonului plăcii grinzii compozite 306

G.2.1. Grinda compozită transmite un moment negativ stâlpului marginal (exterior) 306

G.2.2. Grinda compozită transmite un moment pozitiv stâlpului marginal (exterior) 307

G.2.3. Grinzi compozite transmit momente de ambele semne stâlpului central (interior) 308

VOLUMUL II

ANEXA H - COMENTARII

C 2 CERINȚE DE PERFORMANȚĂ ŞI CONDIȚII DE ÎNDEPLINIRE

C 3 ACTIUNEA SEISMICĂ

C 4. PROIECTAREA CLĂDIRILOR

C 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON

C 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE OȚEL

C 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE

C 8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE ZIDĂRIE

C 9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE LEMN

C 10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCȚIILOR

C D Procedeu de calcul static neliniar (biografic) al structurilor

C E Procedeu de verificare a deplasării laterale a structurilor

VOLUMUL III

ANEXA I - EXEMPLE DE PROIECTARE ŞI CALCUL

E.4 PROIECTAREA CLĂDIRILOR

E 4.1 Structură metalică etajată cu două planuri de simetrie

E 4.2 Structură dual din beton armat neregulată în plan şi în elevaţie.

E.5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE BETON

E.5.1. Structura în cadre de beton armat

E.5.2 . Structura cu pereți de beton armat

E.6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE OȚEL

E.6.1. Cadru necontravântuit

E.6.2. Cadru contravântuit centric

E.6.3. Cadru contravântuit excentric

E.7. PREVEDERI SPECIFICE CONTRUCŢIILOR COMPOZITE

E.7.1. Calculul elementelor unei structuri compozite

E.8. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU CONSTRUCŢII DE ZIDĂRIE

E.8.1. Clădire de locuit cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente ceramice

E.8.2 Clădire tip « vilă » P+2E cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente de BCA

E.8.3 Clădire de locuit P+3E cu pereţi structurali din zidărie cu elemente ceramice

E.8.4. Clădire tip « vilă » P+2E cu pereţi structurali din zidărie confinată (ZC) cu elemente BCA

E.9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE LEMN

E.9.1. Proiectarea unei structuri de tip hală de lemn

E.10. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU COMPONENTELE NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCŢIILOR

E.10.1 Verificarea unui perete despărţitor din zidărie cu elemente ceramice

E.10.2 Verificarea unui panou de zidărie înrămată într-un cadru de beton armat pentru acţiunea seismică în planul peretelui

E.10.3 Verificarea unui perete de faţadă din zidărie de bca înrămat în cadru de beton pentru acţiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui

E.10.4 Verificarea unui perete de faţadă din zidărie cu elemente ceramice perete cu goluri de ferestre

E.10.5 Determinarea cerinţelor de deplasare pentru un panou de reclamă

E.10.6 Calculul prinderilor cu buloane pentru un echipament (prinderi fixe)

E.10.7 Calculul prinderilor pentru un echipament montat pe izolatori de vibraţii

E.10.8 Calculul unei conducte de apă fierbinte

ANEXA J - RECOMANDĂRI DE PROIECTARE

1. GENERALITĂŢI

1.1. Obiect şi domeniu de aplicare

(1) *Codul de proiectare seismică - Partea I - Prevederi de proiectare pentru clădiri* (denumit în continuare P 100-1) se aplică la proiectarea seismică a clădirilor şi construcţiilor cu structuri similare acestora (de exemplu, tribune, estacade şi alte asemenea) amplasate pe teritoriul României.

(2) Prevederile codului P 100-1/2012 sunt armonizate cu prevederile standardului naţional SR EN 1998-1.

(3) Proiectarea construcţiilor cu funcţiuni speciale (de exemplu, centrale nucleare, platforme maritime, poduri, baraje, diguri, coşuri de fum, turnuri de răcire şi altele asemenea) nu face obiectul codului P 100-1/2012.

(4) Codul cuprinde numai acele prevederi care, împreună cu prevederile codurilor destinate proiectării la alte tipuri de acţiuni a structurilor din diferite materiale (beton armat, oţel, zidărie, lemn), trebuie respectate în vederea asigurării protecţiei seismice a clădirilor şi construcţiilor cu structuri similare acestora.

(5) Prevederile codului au în vedere, în cazul acţiunii cutremurului:

- protecţia vieţii şi integrităţii fizice a persoanelor,
- menţinerea fără întrerupere a desfăşurării de activităţi şi servicii esenţiale pentru viaţa socială şi economică,
- evitarea producerii de explozii sau degajări de substanţe periculoase;
- limitarea pagubelor materiale.

(6) Datorită caracterului imprevizibil, pronunţat aleator al cutremurelor, eficienţa măsurilor de protecţie seismică prezintă un anumit grad de incertitudine. Astfel, calitatea proiectelor şi performanţelor structurilor trebuie evaluată prin măsura în care se respectă prevederile codului şi nu prin prisma apariţiei, în cazul unei construcţii individuale, a unor urmări mai deosebite.

(7) Condiţiile stabilite prin prezentul cod au caracter minimal şi nu sunt limitative.

(8) Prezenta reglementare tehnică este supusă actualizării periodice pe măsura evoluţiei progresului tehnic în domeniul proiectarii clădirilor şi construcţiilor cu structuri similare acestora la acţiunea seismică.

(9) Prevederile codului reflectă nivelul de cunoaştere la data elaborării acestuia în ceea ce priveşte acţiunea seismică, principiile şi regulile de calcul şi alcătuire ale construcţiilor, precum şi performanţele şi cerinţele privind construcţiile şi produsele pentru construcţii utilizate.

(10) Pe măsură ce prin cercetări teoretice şi programe experimentale efectuate în laboratoare acreditate / autorizate se vor obţine noi date / informaţii suplimentare privind performanţele şi ipotezele / modelele / metodele / valorile de calcul utilizate, acestea vor constui baza fundamentării unor amendamente tehnice la prezentul cod cu respectarea, în condiţile legii, a procedurii de actualizare/revizuire a reglementărilor tehnice.

(11) Prevederile codului se adresează investitorilor, proiectanţilor, executanţilor de lucrări, specialiştilor cu activitate în domeniul construcţiilor atestaţi /autorizaţi în condiţiile legii, precum şi organismelor de verificare şi control (verificarea şi/sau expertizarea proiectelor, verificarea, controlul şi/sau expertizarea lucrărilor).

(12) Structura codului P 100-1/2012 este următoarea:

1. Generalităţi
2. Cerinţe de performanţă
3. Acţiunea seismică
4. Proiectarea clădirilor
5. Prevederi specifice construcţiilor de beton
6. Prevederi specifice construcţiilor din oţel
7. Prevederi specifice construcţiilor compozite
8. Prevederi specifice construcţiilor de zidărie
9. Prevederi specifice construcţiilor din lemn
10. Prevederi specifice componentelor nestructurale ale construcţiilor
11. Izolarea bazei

Anexa A - Acţiunea seismică. Definiţii şi prevederi suplimentare.

Anexa B - Metode simplificate de determinare a perioadelor şi formelor proprii de vibraţie

Anexa C - Calculul modal cu considerarea comportării spaţiale a structurii

Anexa D - Procedeu de calcul static neliniar (biografic) al structurilor

Anexa E - Procedeu de verificare a deplasării laterale a structurilor

Anexa F - Aspecte specifice alcătuirii elementelor din oţel

Anexa G - Proiectarea plăcii grinzilor la rezemarea pe stâlpii cadrelor compozite

1.2. Definiţii generale

Definiţiile noţiunilor de bază utilizate în cuprinsul codului P 100-1 sunt prezentate în continuare.

Aceste definiţii se completează, atunci când este cazul, cu explicaţiile termenilor specifici capitolelor 2 – 11.

Termenii de utilizare generală se definesc astfel:

Factor de comportare: Factor utilizat pentru a reduce forţele corespunzătoare răspunsului elastic ţinând cont de răspunsul neliniar al structurii. Depinde de natura materialului structural, tipul de sistem structural şi concepţia de proiectare.

Metoda ierarhizării capacităţilor de rezistenţă (Metoda de proiectare la capacitate): Metodă de proiectare în care unele componente ale sistemului structural sunt proiectate şi detaliate pentru a permite disiparea energiei seismice prin deformaţii inelastice, în timp ce toate celelalte elemente structurale sunt proiectate pentru a avea suficientă capacitate de rezistenţă pentru a nu depăşi limitele comportării elastice şi a permite dezvoltarea mecanismului de disipare de energie ales.

Zonă disipativă (zonă critică sau zonă potenţial plastică): Parte a unei structuri, unde se aşteaptă să se dezvolte deformaţii inelastice, înzestrată cu o capacitate ridicată de disipare a energiei.

Structură cu răspuns inelastic (disipativă): Structura sau parte a unei structuri, la care se aşteaptă să se dezvolte deformaţii inelastice, înzestrată cu o capacitate ridicată de disipare a energiei.

Factor de importanţă şi de expunere la cutremur: Factor evaluat pe baza consecinţelor cedării structurale.

Structură cu răspuns elastic (nedisipativă): Structură proiectată să reziste la acţiuni seismice fără considerarea comportării inelastice (neliniare).

Componente nestructurale: Elemente de construcţie, instalaţii şi echipamente care nu sunt luate în considerare la proiectarea seismică a ansamblului structurii din cauza rezistenţei insuficiente sau a modului de legătură cu structura.

Elemente principale pentru preluarea forţei seismice: Elemente componente ale sistemului structural supus la acţiuni seismice care sunt considerate în calculul structural şi sunt proiectate si detaliate în concordanţă cu reglementările tehnice de proiectare seismică.

Elemente secundare: Elemente care nu intră în componenţa sistemului structural de rezistenţă la acţiuni seismice şi nu sunt proiectate si detaliate conform reglementărilor tehnice de proiectare seismică, dar care trebuie astfel alcătuite încât să permită transmiterea încărcărilor gravitaţionale, atunci când structura este supusă la deplasările laterale impuse de cutremur.

Combinaţia seismică de proiectare: Combinaţie factorizată a efectelor acţiunilor care include acţiunea seismică cu valoarea de proiectare

1.3. Unităţi de măsură

(1) Se utilizează unităţile din Sistemul Internaţional.

(2) Pentru calcule sunt recomandate următoarele unităţi

- Eforturi şi încărcări: kN, kN/m, kN/m^2
- Masa: kg, t
- Masa specifică (densitate) : kg/m^3, t/m^3
- Greutate specifică: kN/m^3
- Eforturi unitare şi rezistenţe: N/mm^2 (MPa), kN/m^2 (kPa)
- Momente (încovoietoare, de torsiune, etc.): kNm
- Acceleraţii: m/s^2
- Acceleraţia gravitațională: g (9.81 m/s^2)

1.4. Simboluri

1.4.1. Simboluri folosite în capitolul 3

a_g acceleraţia terenului pentru proiectare (pentru componenta orizontală a mişcării terenului)

a_{vg} acceleraţia terenului pentru proiectare (pentru componenta verticală a mişcării terenului)

IMR intervalul mediu de recurenţă de referinţă al acţiunii seismice

g acceleraţia gravitaţională

T_B, T_C, T_D perioadele de control (colţ) ale spectrului de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale acceleraţiei terenului

$\beta(T)$ spectrul normalizat de răspuns elastic pentru componentele orizontale ale acceleraţiei terenului

β_0 factorul de amplificare dinamică maximă a acceleraţiei orizontale

T perioada de vibraţie a unui sistem cu un grad de libertate dinamică si cu răspuns elastic

$S_e(T)$ spectrul de răspuns elastic de acceleraţii pentru componentele orizontale ale acceleraţiei terenului

$S_{De}(T)$ spectrul de răspuns elastic pentru deplasări

$\beta_v(T)$ spectrul normalizat de răspuns elastic pentru componenta verticală a acceleraţiei terenului

T_{Bv}, T_{Cv}, T_{Dv} perioadele de control (colţ) ale spectrului de răspuns elastic pentru componenta verticală a acceleraţiei terenului

β_{0v} factorul de amplificare dinamică maximă a acceleraţiei verticale

$S_{Ve}(T)$ spectrul de răspuns elastic de acceleraţii pentru componenta verticală a acceleraţiei terenului

T_p perioada predominantă de vibraţie a terenului în amplasament

M magnitudinea Gutenberg-Richter

M_w magnitudinea moment

$S_d(T)$ spectrul de proiectare pentru acceleraţii

q factorul de comportare

A_{E_k} valoarea caracteristică a acţiunii seismice

A_{Ed} valoarea de proiectare a acţiunii seismice

$\gamma_{I,e}$ factorul de importanţă şi de expunere la cutremur

EPA acceleraţia efectivă de vârf a mişcării terenului

EPV viteza efectivă de vârf a mişcării terenului

EPD deplasarea efectivă de vârf a mişcării terenului

SA spectrul de răspuns pentru acceleraţii absolute

SV spectrul de răspuns pentru viteze relative

SD spectrul de răspuns pentru deplasări relative

V_S viteza undelor de forfecare

V_P viteza undelor de compresiune

$\overline{V_S}$ viteza medie a undelor de forfecare ponderată cu grosimea stratelor profilului

h_i grosimea stratului de teren *i*

V_{Si} viteza undelor de forfecare pentru stratul de teren *i*

$T_{s,30}$ perioada de vibraţie a pachetului de strate de teren de grosime *h*=30m de la suprafaţa terenului

h grosimea totală a pachetului de strate de teren din amplasament

1.4.2. Simboluri folosite în capitolul 4

e_{0x}, e_{oy} distanţa între centrul de rigiditate şi centrul maselor măsurată în direcţiile de calcul selectate

r_x, r_y rădăcina pătrată a raportului între rigiditatea la torsiune a structurii si rigiditatea laterală în direcţiile de calcul

$\gamma_{I,e}$ factorul de importţantă şi expunere la cutremur

d_s deplasarea laterală ca efect al acceleraţiei seismice

d_e deplasarea elastică sub încărcări seismice de proiectare

ν factorul de reducere a valorii deplasării aplicat la starea limită de serviciu

q factorul de comportare

c factor de amplificare al deplasării elastice în calculul deplasărilor la starea limită ultimă

E_d valoarea de proiectare a efectului acţiunii seismice (a efortului sau deformaţiei)

R_d valoarea de proiectare a efortului capabil

θ coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel

P_{tot} încărcarea verticală totală la nivelul considerat şi de la cele de deasupra, în ipoteza de calcul seismic

V_{tot} forţa tăietoare de nivel

h înălţimea de nivel

E_{fd} valoarea de calcul a efectului acţiunii seismice (efortului, deplasării)

$E_{F,G}$ efectul (efortul) încărcărilor neseismice asupra fundaţiei

γ_{Rd} factorul de suprarezistenţă

Δ lăţimea necesară a rostului între clădiri

e_{1i} excentricitatea accidentală a masei de la nivelul *i* faţă de poziţia calculată a centrului maselor

L_i dimensiunea planşeului perpendiculară pe direcţia acţiunii seismice

$S_d(T_1)$ ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1

T_1 perioada proprie fundamentală de vibraţie a clădirii în planul care conţine direcţia orizontală considerată

m masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i

λ factorul de corecţie care ţine seama de contribuţia modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia

F_i forţa seismică orizontală static echivalentă de la nivelul *i*

F_b forţa tăietoare de bază corespunzătoare modului fundamental

s_i componenta formei fundamentale pe direcţia gradului de libertate dinamică de translaţie la nivelul *i*

n numărul de niveluri al clădirii

m_i masa de nivel

z_i înălţimea nivelului *i* faţă de baza construcţiei considerată în model

F_{ix}^j, F_{iy}^j forţele seismice la nivelul *i* în direcţia *x*, respectiv *y*, pentru subsistemul plan *j*

F_{ix}, F_{iy} forţele seismice la nivelul *i* în direcţia *x*, respectiv *y*, pentru modelul plan general

K_{ix}^j , K_{iy}^j rigidităţile relative de nivel ale elementelor verticale care intră în componenţa subsistemului plan *j* asociate direcţiei *x*, respectiv *y*, calculate considerând numai deplasările de translaţie ale planşeului indeformabil

x_j, y_j distanţe în direcţia *x*, respectiv *y*, care definesc poziţia subsistemului plan în raport cu centrul de rigiditate de la nivelul *i*

e_{ix} , e_{iy} distanţe în direcţia *x*, respectiv *y*, care definesc poziţiile deplasate ale forţelor seismice faţă de centrul de rigiditate

e_{0ix}, e_{0iy} distanţe în direcţia *x*, respectiv *y*, dintre centrele de masă şi de rigiditate la nivelul *i*

e_{1ix}, e_{1iy} excentricităţile accidentale în direcţia *x*, respectiv *y*, la nivelul *i*

m_k masa modală efectivă asociată modului propriu de vibraţie *k*

T_k perioada proprie în modul propriu de vibraţie *k*

$s_{i,k}$ componenta vectorului propriu în modul de vibraţie *k* pe direcţia gradului de libertate dinamica *i*

E_E efectul acţiunii seismice (efort , deplasare)

$E_{E,k}$ efectul acţiunii seismice în modul *k* de vibraţie

E_{Edx} , E_{Edy} valoarea de proiectare a efectului aplicării mişcării seismice pe direcţia axelor orizontale *x* şi *y*, alese pentru structură,

E_{Edz} valoarea de proiectare a efectului aplicării mişcării seismice pe direcţia axei verticale *z*

M_{1i} momentul de torsiune aplicat la nivelul *i a*l structurii în jurul axei sale verticale

1.4.3. Simboluri folosite în capitolul 5

A_c aria secţiunii transversale a unui element de beton

A_{S1} armăturile de la partea inferioară a unei grinzi

A_{S2} armăturile de la partea superioară a unei grinzi

A_{sh} aria totală de etrieri orizontali într-un nod grindă-stâlp

A_{sv} aria totală de armătură verticală într-un nod grindă-stâlp

A_{wh} aria totală a secţiunii orizontale printr-un perete

H_w înălţimea unui perete

M_{Ed} valoarea de proiectare a momentului încovoietor

ΣM_{Rb} suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale grinzilor care intră intr-un nod, în secțiunile învecinate nodurilor, corespunzătoare direcției și sensului considerat al acțiunii seismice

ΣM_{Rc} suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intră intr-un nod, în secțiunile învecinate nodurilor, corespunzătoare direcției și sensului considerat al acțiunii seismice

$M_{i,d}$ valoarea momentelor la capetele grinzilor sau stâlpilor utilizate pentru calculul forţei tăietoare asociate plastificării

$M_{Rb,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil în grinzi la capătul *i*

$M_{Rc,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil în stâlpi la capătul *i*

N_{Ed} valoarea de proiectare a forţei axiale

V_c valoarea de proiectare a forţei tăietoare în stâlp

V'_{Ed} forţa tăietoare rezultată din calculul structurii în combinaţia seismică de proiectare

V_{Ed} valoarea de proiectare a forţei tăietoare în perete

$V_{Ed,max}$ forţa tăietoare maximă asociată plastificării, ce acţionează la capătul unei grinzi

$V_{Ed,min}$ forţa tăietoare minimă asociată plastificării ce acţionează la capătul unei grinzi

V_{jhd} valoarea de proiectare a forţei tăietoare în nod

b lăţimea unei grinzi măsurată la partea inferioară

b_{eff} lăţimea de placă a unei grinzi cu secţiunea în formă de „T” la faţa stâlpului

b_c dimensiunea secţiunii transversale a unui stâlp

b_j lăţimea de proiectare a nodului

b_o lăţimea miezului de beton confinat într-un stâlp sau în elementele marginale ale unui perete

b_w lăţimea inimii unei grinzi

b_{wo} grosimea inimii unui perete

d înălţimea efectivă (utilă) a secţiunii elementului

d_{bL} diametrul barelor longitudinale

d_{bw} diametrul unui etrier

f_{cd} valoarea de proiectare a rezistenţei la compresiune a betonului

f_{cm} valoarea medie a rezistenţei la compresiune a betonului

f_{ctm} valoarea medie a rezistenţei la întindere a betonului

f_{yk} valoarea caracteristică a limitei de curgere a oţelului

f_{yd} valoarea de proiectare a rezistenţei la curgere a oţelului

f_{ywd} valoarea de proiectare a rezistenţei la curgere a armăturii transversale

h_f grosimea plăcii la grinzi cu secţiune „T”

h_{jc} distanţa dintre planurile extreme de armături din stâlp într-un nod grindă-stâlp

h_{jw} distanţa dintre armăturile de jos şi cele de sus

h_s înălţimea de etaj

h_w înălţimea secţiunii transversale a unei grinzi

l_{cl} înălţimea liberă a unui stâlp

l_{cr} lungimea zonei critice

l_w lungimea secţiunii transversale a unui perete

q factor de comportare

s distanţa dintre armăturile transversale

x_u înălţimea zonei comprimate

α_1 factorul de multiplicare a forţei seismice orizontale corespunzător formării primei articulaţii plastice în sistem

α_u factorul de multiplicare a forţei seismice orizontale corespunzător formării mecanismului cinematic global

γ_{Rd} factor ce ţine seama de efectul incertitudinilor legate de model în ceea ce priveşte valorile de proiectare ale eforturilor capabile utilizate la estimarea eforturilor de calcul, în acord cu principiul proiectării capacităţii de rezistenţă; ţine seama de diferitele surse de suprarezistenţă

ν_d efortul axial mediu normalizat reprezentând raportul dintre valoarea de proiectare a forţei axiale, N_{Ed}, şi $A_c f_{cd}$

ρ procentul de armare cu armătură întinsă

1.4.4. Simboluri folosite în capitolul 6

L deschiderea grinzii

M_{Ed} momentul încovoietor de proiectare din gruparea de încărcări care include acţiunea seismică

$M_{Ed,E}$ momentul încovoietor din acţiunea seismică

$M_{Ed,G}$ momentul încovoietor din acţiunile neseismice conţinute în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică

$M_{pl,Rd}$ rezistența plastică de proiectare a secțiunii la moment încovoietor

N_{Ed} efortul axial de proiectare din gruparea de încărcări care include acţiunea seismică

$N_{Ed,E}$ efortul axial din acţiunea seismică

$N_{Ed,G}$ efortul axial din acţiunile neseismice conţinute în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică

$N_{pl,Rd}$ rezistența plastică de proiectare a secțiunii la efort axial

R_d rezistenţa îmbinări, corespunzătoare modului de solicitare la care este supusă

R_{fy} rezistenţa plastică a elementului disipativ corespunzătoare modului de solicitare la care acesta este supus

V_{Ed} forţa tăietoare de proiectare rezultată din gruparea de încărcări care include acţiunea seismică

$V_{Ed,E}$ forţa tăietoare din acţiunea seismică

$V_{Ed,G}$ forţa tăietoare din acţiunile neseismice conţinute în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică

$V_{Ed,M}$ valoarea forţei tăietoare asociată plasticizării unei grinzi la ambele capete

$V_{pl,Rd}$ rezistența plastică de proiectare a secţiunii la forță tăietoare

$V_{wp,Ed}$ forţa tăietoare în panoul de inimă al stâlpului

$V_{wp,Rd}$ rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare a panoului inimii stâlpului

e lungimea unei bare disipative

f_y valoarea nominală a limitei de curgere a oţelului

$f_{y,max}$ valoarea maximă a limitei de curgere a oţelului

f_u valoarea nominală a rezistenţei la rupere a oţelului

q factorul de comportare

t_w grosimea inimii secţiunii

t_f grosimea tălpii secţiunii

Ω_T valoarea suprarezistenţei sistemului structural

α_1 factorul de multiplicare al forţelor seismice de proiectare corespunzător apariţiei primei articulaţii plastice în sistem

α_u factorul de multiplicare al forţelor seismice de proiectare corespunzător formării unui număr de articulaţii plastice suficient de mare pentru a aduce structura în situaţia de mecanism cinematic

γ_M factorul parţial de siguranţă pentru material

γ_{ov} raportul dintre limita de curgere reală, $f_{y,max}$ şi limita de curgere nominală, f_y (suprarezistenţa de material)

θ capacitatea de rotire totală a nodului grindă-stâlp

$\overline{\lambda}$ valoarea adimensională a zvelteţei unui element

T_{Ed} temperatura minimă de referinţă

μ coeficientul de frecare

E modulul de elasticitate al oţelului

N_{cr} efortul critic de flambaj elastic

L_{cr} lungimea de flambaj

I momentul de inerţie al secţiunii

$E_{d,G}$ solicitarea produsă de încărcările neseismice din gruparea care include acţiunea seismică;

$E_{d,E}$ solicitarea produsă de încărcările seismice;

P_{max} capacitatea corectată la compresiune a contravântuirii cu flambaj împiedicat

T_{max} capacitatea corectată la întindere a contravântuirii cu flambaj împiedicat

β factorul de corecţie a capacitaţii la compresiune

ω factorul de corecţie datorat consolidării

1.4.5. Simboluri folosite în capitolul 7

A_a, A_c, A_s aria de armătură , beton şi respectiv oţel rigid

A_S şi A_T armături suplimentare amplasate în placă în zona stâlpului

(A_S armătura longitudinală şi A_T armătura transversală)

b_c lăţimea secţiunii stâlpului perpendiculară pe axa grinzii

b_{eff} lăţimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din otel compozită cu placa

b_{eff}^{+} lăţimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din otel compozită cu placa în zona de moment pozitiv

b_{eff}^{-} lăţimea efectivă a plăcii din beton a grinzii din oţel compozită cu placa în zona de moment negativ

b_{e1} şi b_{e2} lăţimile efective parţiale ale plăcii situate deoparte şi de alta a axei grinzii

b_f lăţimea tălpii elementului din otel

b_o dimensiunea minimă a miezului din beton măsurată între axele etrierilor

c lăţimea aripii tălpii elementului din oţel

d înălţimea secţiunii din oţel, dimensiunea exterioară (maximă) a secţiunii ţevii din oţel

d_{bL} diametrul barelor longitudinale

d_{bw} diametrul etrierilor de confinare

E modulul de elasticitate ale oţelului

E_{cm} modulul de elasticitate al betonului pentru încărcări de scurtă durată

EI_1 rigiditatea la încovoiere a grinzii din oţel compozite cu placa pentru zona de moment pozitiv cu luarea în considerare a lăţimii efective de placa

EI_2 rigiditatea la încovoiere a grinzii din oţel compozite cu placa pentru zona de moment negativ cu considerarea armăturii din lăţimea efectivă de placă

f_{cd} rezistenţa de calcul a betonului

f_y rezistenţa caracteristică a oţelului

f_{yd} rezistenţa de proiectare a oţelului

f_{ydf} rezistenţa de proiectare a oţelului tălpii

f_{ydL} rezistenţa de proiectare a oţelului armăturilor longitudinale

f_{ydw} rezistenţa de proiectare a oţelului armăturilor transversale

h înălţimea secţiunii elementului compozit

h_b înălţimea secţiunii grinzii compozite

h_c înălţimea secţiunii stâlpului compozit

I_a, momentul de inerţie al secţiunii de armătură

I_c momentul de inerţie al secţiunii brute din beton

I_{eq} momentul de inerţie echivalent al grinzii compozite

I_s momentul de inerţie al secţiunii brute din oţel

l deschiderea grinzii

l_{cl} înălţimea liberă a stâlpului.

l_{cr} lungimea zonei critice a unui element compozit

l_e lungimea de înglobare a riglei de cuplare din oţel în perete

M_{Ed} momentul de proiectare

$M_{pl,Rd}$ momentul capabil

N_{Ed} forţa axială de proiectare

$N_{pl,Rd}$ forţa axială capabilă la compresiune centrică

q factorul de comportare

s distanţa între etrieri

t grosimea peretelui ţevii,

t_f grosimea tălpii elementului din otel

t_w grosimea inimii elementului din otel

V_{Ed} forţa tăietoare de proiectare

V_{Rd} forţa tăietoare capabilă a elementului compozit

$V_{wp,Sd}$ forţa tăietoare de proiectare a nodului

$V_{wp,Rd}$ forţa tăietoare capabilă a nodului compozit

x/h înălţimea relativă a zonei comprimate din betonul grinzii compozite cu placa

α_l factorul de multiplicare al încărcărilor seismice de cod (în condiţiile păstrării constante a celorlalte încărcări de calcul) corespunzător formării primei articulaţii plastice în sistemul structural compozit.

α_u factorul de multiplicare al încărcărilor seismice de cod (în condiţiile păstrării constante a celorlalte încărcări de calcul) corespunzător formării mecanismului complet de disipare în structura compozită.

v_d forţa axială normalizată de proiectare a unui stâlp compozit

1.4.6. Simboluri folosite în capitolul 8

A_{asc} aria armăturii din stâlpişorul comprimat

A_{sw} aria armaturilor din rosturile orizontale pentru preluarea forţei tăietoare

C^{***} marca blocului de zidărie

D lungimea diagonalei panoului de cadru

E_b modulul de elasticitate al betonului

E_z modulul de elasticitate secant de scurtă durată al zidăriei

E_{zc} modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei confinate

$F_{Ed(zu)}$ forţa axială din diagonala comprimată a panoului de umplutură corespunzătoare acţiunii seismice de proiectare;

$F_{Rd(zu)}$ rezistenţa de proiectarea a panoului de umplutură

$F_{Rd1(zu)}$ rezistenţa de rupere prin lunecare din forţă tăietoare în rosturile orizontale apanoului de zidărie de umplutură

$F_{Rd2\ (zu)}$ rezistenţa de rupere la strivire a diagonalei comprimate a panoului de zidărie de umplutură

$F_{Rd3(zu)}$ rezistenţa de rupere prin fisurare în lungul diagonalei comprimate

G_z modulul de elasticitate transversal al zidăriei simple

G_{zc} modulul de elasticitate transversal al zidăriei confinate

I_b momentul de inerţie al secţiunii de beton a elementelor de confinare

I_{st} valoarea medie a momentelor de inerţie ale stâlpilor care mărginesc panoul

I_z momentul de inerţie al secţiunii de zidărie confinată

H_W înălţimea peretelui

M^{**} marca mortarului

$M_{cap}(sus)$, $M_{cap}(jos)$ valorile rezistenţelor de proiectare la încovoiere la extremităţile grinzii de cuplare, sus şi jos

M_{Ed} valoarea de proiectare a momentului încovoietor în planul peretelui

M_{Exd1} valoarea de proiectare a momentului încovoietor în plan paralel cu rosturile orizontale

M_{Exd2} valoarea de proiectare a momentului încovoietor în plan perpendicular pe rosturile orizontale

M_{Rd} rezistenţa de proiectare la încovoiere în planul peretelui

M_{Rxd1} rezistenţa de proiectare la încovoiere a peretelui în plan paralel cu rosturile orizontale

M_{Rxd2} rezistenţa de proiectare la încovoiere a peretelui în plan perpendicular pe rosturile orizontale

N_{Ed} valoarea de proiectare a forţei axiale

N_{Rd} rezistenţa de proiectare la forţă axială

V_{Edu} valoarea forţei tăietoare asociată rezistenţei la încovoiere a secţiunii de zidărie simplă, confinată sau cu inimă armată, determinată ţinând seama de suprarezistenţa armăturilor

V_{Ed} valoarea de proiectare a forţei tăietoare determinată prin calculul structurii în domeniul elastic liniar

V_g forţa tăietoare maximă în grinda de cuplare din încărcările verticale

V_{gc} rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare a grinzilor de cuplare din pereţii cu goluri

V_{Rd} rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare

V_{Rda} rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare a armăturilor orizontale din stratul median al peretelui cu inimă armată

V_{Rdb} rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare a stratului median de beton sau mortar-beton al peretelui cu inimă armată

V_{Rdz} rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare a zidăriei peretelui cu inimă armată

V_{Rd1} rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare a panoului de zidărie confinată

V_{Rd2} rezistenţa de proiectare la forfecare a armăturii din stâlpişorul comprimat

V_{Rd3} rezistenţa de proiectare a armăturilor din rosturile orizontale ale zidăriei

a_g valoarea de proiectare a acceleraţiei terenului

g acceleraţia gravitaţională

b_z grosimea totală a celor două straturi de cărămidă ale peretelui cu inima armată

d diametrul barelor din elementele de beton armat

f_b rezistenţa caracteristică la compresiune a corpurilor de zidărie normal pe faţa rostului orizontal

f_{bh} rezistenţa caracteristică la compresiune a corpurilor de zidărie paralel cu faţa rostului orizontal, în planul peretelui

f_d rezistenţa de proiectare la compresiune a zidăriei

f_k rezistenţa caracteristică la compresiune a zidăriei

f_{kd1} rezistenţa caracteristică a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale

f_{kd2} rezistenţa caracteristică a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale

f_{kh} rezistenţa unitară caracteristică la compresiune a zidăriei paralel cu faţa rostului orizontal în planul peretelui

f_m rezistenţa medie la compresiune a mortar-betonului din stratul median al pereţilor din zidărie cu inimă armată

f_{vd} rezistenţa de proiectare la forfecare a zidăriei

f_{vd0} rezistenţa de proiectare la forfecare sub efort de compresiune nul a zidăriei

f_{vk} rezistenţa caracteristică la forfecare a zidăriei

f_{vk0} rezistenţa caracteristică la forfecare sub efort de compresiune nul a zidăriei

f_{xd1} rezistenţa de proiectare a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale

f_{xd2} rezistenţa de proiectare a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale

f_{yd} rezistenţa de proiectare a armăturii din stâlpişorul comprimat

h înălţimea liberă a peretelui

h_{ef} înălţimea efectivă a peretelui

h_{etaj} înălţimea nivelului clădirii

h_{gol} înălţimea golului din zidărie

h_p înălţimea panoului de zidărie de umplutură

l deschiderea grinzii

l_o lungimea de calcul a grinzii de cuplare (între feţele montanţilor)

l_w lungimea peretelui

l_c lungimea zonei comprimate a peretelui

l_{min} lătimea minimă a spaletului de zidărie la o secţiune compusă

l_p lungimea panoului de zidărie de umplutură

n numărul de niveluri al clădirii

$p\%$ densitatea pereţilor structurali raportată la aria planşeului

q factorul de comportare

s distanţa între armăturile A_{sw}

t grosimea peretelui de zidărie

t_{ef} grosimea efectivă a peretelui

t_m grosimea stratului median al peretelui din zidărie armată

t_p grosimea panoului de zidărie de umplutură

x adâncimea zonei comprimate rezultată din ipoteza secţiunilor plane

x_{conv} adâncimea convenţională a blocului eforturilor de compresiune

x_{echiv} adâncimea echivalentă a zonei comprimate

x_{max} adâncimea maximă a zonei comprimate

γ_M coeficientul parţial de siguranţă pentru material

ε_m deformaţia specifică liniară maximă

ε deformaţie specifică liniară

ε_{uz} deformaţia specifică ultimă a zidăriei

ε_{ub} deformaţia specifică ultimă a betonului

σ efort unitar normal

σ_d efortul unitar de compresiune determinat considerând încărcarea verticală uniform distribuită pe lungimea peretelui

θ unghiul cu orizontala al diagonalei panoului de zidărie de umplutură

1.4.7. Simboluri folosite în capitolul 9

d diametrul tijelor, dornurilor sau buloanelor, după caz

q factor de comportare

λ_M coeficientul parţial de siguranţă pentru material

1.4.8. Simboluri folosite în capitolul 10

E_{anc} valoarea de proiectare a eforturilor secţionale din elementele de ancoraj

$E_{Ed,CNS}$ valoarea de proiectare a eforturilor secţionale în componentele nestructrale (CNS)

$E_{Rd,CNS}$ rezistenţa de proiectare la eforturile secţionale în CNS

F_{CNS} forţa seismică static echivalentă pentru CNS

H înălţimea medie a acoperişului în raport cu baza construcţiei

K_z coeficientul care reprezintă amplificarea acceleraţiei seismice a terenului pe înălţimea construcţiei

L_a lungimea de ancoraj a elementului de prindere

$M_{Ed,CNS}$ momentul încovoietor de proiectare pentru CNS şi prinderi

$M_{Rd,CNS}$ rezistenţa de proiectare la încovoiere pentru CNS şi prinderi

$N_{Ed,CNS}$ forţa axială de proiectare pentru CNS şi prinderi

$N_{Rd,CNS}$ rezistenţa de proiectare la forţă axială pentru CNS şi prinderi

R_{anc} rezistenţa de proiectare la eforturile secţionale din elementele de ancoraj

$V_{Ed,CNS}$ forţa tăietoare de proiectare pentru CNS şi prinderi

$V_{Rd,CNS}$ rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare pentru CNS şi prinderi

X cota punctului superior de prindere al CNS de la nivelul x

Y cota punctului inferior de prindere al CNS de la nivelul y

a_g valoarea de proiectare a acceleraţiei terenului

b_{st} lăţimea panoului de sticlă

c_{liber} spaţiul dintre sticlă şi cadrul metalic

c_1 spaţiul liber între marginile verticale ale sticlei şi cadru

c_2 spaţiul liber între marginile orizontale ale sticlei şi cadru

D diametrul barei de prindere

d_{aA}, d_{aB} deplasările relative de nivel admisibile pentru construcţiile A şi B

d_{ra} *(sticlă)* deplasarea relativă de nivel care produce spargerea/căderea sticlei din peretele cortină sau din vitrină

$d_{r,CNS}$ deplasarea relativă de nivel de proiectare pentru CNS

d_{sxA} deplasarea construcţiei A, la nivelul x

d_{syA} deplasarea construcţiei A, la nivelul y

d_{syB} deplasarea construcţiei B, la nivelul y

f_{xd1} rezistenţa de proiectare a zidăriei la încovoiere paralel cu rosturile orizontale

f_{xd2} rezistenţa de proiectare a zidăriei la încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale

g acceleraţia gravitaţională

h_{etA}, h_{etB} înălţimile de etaj la construcţiile A şi B

h_{st} înălţimea panoului de sticlă

m_{CNS} masa maximă a CNS în exploatare

q_{CNS} factor de comportare al CNS

z cota punctului de prindere de structură a CNS

β_S coeficientul de amplificare dinamică al CNS

γ_{CNS} factorul de importanţă şi expunere la cutremur al CNS

$\gamma_{I,e}$ factorul de importanţă şi expunere la cutremur al construcţiei.

1.4.9. Simboluri folosite în capitolul 11

K_{eff} rigiditatea efectivă a sistemului izolator în direcţia principală considerată, la o deplasare egală cu deplasarea de proiectare d_{dc}

K_V rigiditatea totală a sistemului izolator în direcţie verticală

K_{xi} rigiditatea efectivă pentru un element dat în direcţia x

K_{yi} rigiditatea efectivă pentru un element dat în direcţia z

T_{eff} perioada fundamentală efectivă a suprastructurii corespunzătoare translaţiei orizontale, suprastructura fiind considerată un corp rigid

T_f perioada fundamentală a suprastructurii considerată încastrată la bază

T_V perioada fundamentală a suprastructurii în direcţie verticală, suprastructura fiind considerată un corp rigid

M masa suprastructurii

M_s magnitudinea

d_{dc} deplasarea de proiectare a centrului rigidităţii efective în direcţia considerată

d_{db} deplasarea totală de proiectare a unei unităţi izolatoare

$e_{tot,y}$ excentricitatea totală în direcţia y

f_j forţele orizontale la fiecare nivel j

r_y raza de torsiune a sistemului izolator

(x_i,y_i) coordonatele unei unităţi izolatoare în raport cu centrul rigităţii efective

ξ_{eff} valoarea amortizării efective

1.5. Documente de referinţă

Reglementări tehnice:

Nr. crt.	Acte legislative	Publicaţia
1.	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr.1530/2012 pentru aprobarea reglementării tehnice "Cod de proiectare. Bazele proiectării construcţiilor", indicativ **CR 0 – 2012**	Monitorul Oficial al României, partea I, nr.647 şi nr.647 bis din11 septembrie 2012
2.	Ordinul ministrului dezvoltării, lucrărilor publice şi locuinţei nr.577/2008 pentru aprobarea reglementării tehnice "Normativ pentru producerea betonului şi executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat-Partea 1: Producerea betonului", indicativ **NE 012/1-2007**	Monitorul Oficial al României, partea I, nr. 374 şi nr. 374 bis din 16 mai 2008
3.	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 2.514/2010 pentru aprobarea reglementării tehnice "Normativ pentru producerea şi executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat - Partea 2: Executarea lucrărilor din beton", indicativ **NE 012/2-2010**	Monitorul Oficial al României, partea I, nr.853 şi 853 bis din 20 decembrie 2010
4.	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi turismului nr. 683/2012 pentru aprobarea reglementării tehnice "Specificaţie tehnică privind produse din oţel utilizate ca armături: cerinţe şi criterii de performanţă", indicativ **ST 009-2011**	Monitorul Oficial al României, Partea I, nr. 337 din 18 mai 2012
5.	Ordinul ministrului dezvoltării regionale şi locuinţei nr.704/2009 pentru aprobarea reglementării tehnice "Cod de proiectare seismică. Partea a III a. Prevederi pentru evaluarea seismică a clădirilor existente", indicativ **P 100-3/2008**	Monitorul Oficial al României, Partea I nr.674 şi nr.674 bis din 1 octombrie 2009

6.	Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat, indicativ **CR 2-1-1.1/2012**	Proiect de reglementare tehnică notificat
7.	Ordinul ministrului transporturilor, construcţiilor şi turismului nr.1712/2006 pentru aprobarea reglementării tehnice "Cod de proiectare pentru structure din zidărie", indicativ **CR 6–2006**, cu modificările ulterioare	Monitorul Oficial al României, partea I nr.807 şi nr.807 bis din 26 septembrie 2006

Standarde de referinţă:

Nr. crt.	**Standarde**	**Denumire**
1	SR EN 1992-1-1:2004	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1 Reguli generale şi reguli pentru clădiri
2	SR EN 1992-1-1:2004/AC:2012	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1 Reguli generale şi reguli pentru clădiri
3	SR EN 1992-1-1:2004/NB:2008	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1 Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
4	SR EN 1992-1-1:2004/NB/A91:2009	Eurocod 2: Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1 Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
5	SR EN 1998-5:2004	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de susţinere şi aspecte geotehnice
6	SR EN 1998-5:2004/NA:2007	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 5: Fundaţii, structuri de susţinere şi aspecte geotehnice. Anexa naţională
7	SR EN 1993-1-1:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
8	SR EN 1993-1-1:2006/NA:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor din oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
9	SR EN 1993-1-1:2006/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
10	SR EN 1993-1-3:2007	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale şi table formate la rece
11	SR EN 1993-1-3:2007/NB:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel.

		Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale şi table formate la rece. Anexa Naţională
12	SR EN 1993-1-3:2007/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale şi table formate la rece
13	SR EN 1993-1-5:2007	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor
14	SR EN 1993-1-5:2007/NA:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor. Anexa Naţională
15	SR EN 1993-1-5:2007/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor
16	SR EN 1993-1-8:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor
17	SR EN 1993-1-8:2006/NB:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor. Anexă Naţională
18	SR EN 1993-1-8:2006/AC:2010	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor
19	SR EN 1993-1-10:2006	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oţelului
20	SR EN 1993-1-10:2006/NA:2008	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oţelului. Anexa naţională
21	SR EN 1993-1-10:2006/AC:2009	Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oţelului
22	SR EN 10025-1:2005	Produse laminate la cald din oţeluri pentru construcţii. Partea 1: Condiţii tehnice generale de livrare
23	SR EN 10025-2:2004	Produse laminate la cald din oţeluri de construcţii. Partea 2: Condiţii tehnice de livrare pentru oţeluri de construcţii nealiate
24	SR EN 10025-2:2004/AC:2005	Produse laminate la cald din oţeluri de construcţii. Partea 2: Condiţii tehnice de livrare pentru oţeluri de construcţii nealiate
25	SR EN 10210-1:2006	Profile cave finisate la cald pentru construcţii, din oţeluri de construcţie nealiate şi cu

		granulaţie fină. Partea 1: Condiţii tehnice de livrare
26	SR EN 1090-2+A1:2012	Executarea structurilor de oţel şi structurilor de aluminiu. Partea 2: Cerinţe tehnice pentru structurile de oţel
27	SR EN 15129:2010	Dispozitive antiseismice
28	SR EN ISO 6892-1:2010	Materiale metalice. Încercarea la tracţiune.Partea 1: Metoda de încercare la temperatura ambiantă
29	SR EN 1994-1-1:2004	Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oţel şi beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
30	SR EN 1994-1-1:2004/NB:2008	Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oţel şi beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
31	SR EN 1994-1-1:2004/AC:2009	Eurocod 4: Proiectarea structurilor compozite de oţel şi beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri
32	SR EN 1995-1-1:2004	Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalităţi - Reguli comune şi reguli pentru clădiri
33	SR EN 1995-1-1:2004/NB:2008	Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalităţi - Reguli comune şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
34	SR EN 1995-1-1:2004/AC:2006	Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalităţi - Reguli comune şi reguli pentru clădiri
35	SR EN 1995-1-1:2004/A1:2008	Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalităţi - Reguli comune şi reguli pentru clădiri
36	STAS 256-79	Lemn pentru mină
37	STAS 3416-75	Lemn rotund pentru piloţi
38	STAS 4342-85	Lemn rotund de foioase pentru construcţii
39	STAS 1040-85	Lemn rotund de răşinoase pentru construcţii. Manele şi prăjini
40	STAS 3363-86	Cherestea de cireş, frasin, paltin, păr şi ulm. Clase de calitate
41	STAS 6709-86	Cherestea de arţar, carpen, jugastru, mesteacăn şi salcâm. Clase de calitate
42	SR EN 844-1:1998	Lemn rotund şi cherestea. Terminologie. Partea 1: Termeni generali comuni pentru lemn rotund şi cherestea

43	SR EN 1313-1:2010	Lemn rotund şi cherestea. Abateri admisibile şi dimensiuni preferenţiale. Partea 1: Cherestea de răşinoase
44	SR EN 1611-1:2001	Cherestea. Clasificare după aspect a lemnului de răşinoase. Partea 1: Molid, brad, pin şi Duglas European
45	SR EN 1611-1:2001/A1:2003	Cherestea. Clasificare după aspect a lemnului de răşinoase. Partea 1: Molid, brad, pin şi Duglas European
46	SR EN 338:2010	Lemn pentru construcţii. Clase de rezistenţă
47	SR EN 336:2004	Lemn pentru construcţii. Dimensiuni, abateri admisibile
48	SR EN 335-2:2007	Durabilitatea lemnului şi a materialelor derivate din lemn. Definiţia claselor de utilizare. Partea 2: Aplicaţie la lemnul masiv
49	SR EN 1194:2002	Structuri de lemn. Lemn lamelat încleiat. Clase de rezistenţă şi determinarea valorilor caracteristice
50	SR EN 1380:2009	Structuri de lemn. Metode de încercare. Cuie pentru îmbinări de rezistenţă, şuruburi, buloane şi dornuri
51	SR EN 1381:2002	Structuri de lemn. Metode de încercare. Îmbinări de rezistenţă cu scoabe
52	SR EN 26891:2002	Structuri de lemn. Îmbinări cu elemente mecanice de fixare. Principii generale pentru determinarea caracteristicilor de rezistenţă şi deformare
53	SR EN 1438:2001	Simboluri pentru lemn şi pentru produsele pe bază de lemn
54	SR EN 14279+A1:2009	Lemn stratificat (LVL). Definiţii, clasificare şi specificaţii
55	SR EN 14545:2009	Structuri de lemn. Piese de fixare. Cerinţe
56	SR EN 771-1:2011	Specificaţii ale elementelor pentru zidărie. Partea 1: Elemente pentru zidărie de argilă arsă
57	SR EN 771-4:2011	Specificaţii ale elementelor pentru zidărie. Partea 4: Elemente pentru zidărie de beton celular autoclavizat
58	SR EN 1052-1:2001	Metode de încercare a zidăriei. Partea 1: Determinarea rezistenţei la compresiune
59	SR EN 845-1+A1:2008	Specificaţie a componentelor auxiliare pentru zidărie. Partea 1: Agrafe, bride de fixare, etriere suport şi console

60	SR EN 998-2:2011	Specificaţie a mortarelor pentru zidărie. Partea 2: Mortare pentru zidărie
61	SR EN 1998-1:2004	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri
62	SR EN 1998-1:2004/NA:2008	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri. Anexa naţională
63	SR EN 1998-1:2004/AC:2010	Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri

2. CERINŢE DE PERFORMANŢĂ ŞI CONDIŢII DE ÎNDEPLINIRE

2.1. Cerinţe fundamentale

(1) Proiectarea la cutremur urmăreşte satisfacerea, cu un grad adecvat de siguranţă, a următoarelor cerinţe fundamentale (niveluri de performanţă):

(i) cerinţa de siguranţă a vieţii

Structura va fi proiectată pentru a răspunde acţiunii seismice cu valoarea de proiectare, stabilită conform capitolului 3, cu o marjă suficientă de siguranţă faţă de nivelul de deformare la care intervine prăbuşirea locală sau generală, astfel încât vieţile oamenilor să fie protejate. Valoarea de proiectare a acţiunii seismice, considerată pentru cerinţa de siguranţa vieţii şi stabilită pe baza prevederilor capitolului 3, corespunde unui interval mediu de recurenţă de 225 ani (probabilitate de depăşire de 20% în 50 de ani).

> Nota : Construcţiile cu alcătuire regulată şi corect detaliate care satisfac criteriile prezentului cod pot prelua, fără rupere, deplasări cu cca. 50% mai mari decât cele corespunzătoare acceleraţiei de proiectare a terenului pentru cerinţa de siguranţă a vieţii.

(ii) cerinţa de limitare a degradărilor.

Structura va fi proiectată pentru a răspunde acţiunilor seismice cu probabilitate mai mare de apariţie decât acţiunea seismică de proiectare, fără degradări sau scoateri din funcţiune, ale căror costuri să fie exagerat de mari în comparaţie cu costul structurii. Acţiunea seismică considerată pentru cerinţa de limitare a degradărilor corespunde unui interval mediu de recurenţă de 40 ani (probabilitate de depăşire de 20% în 10 de ani).

2.2. Condiţii pentru controlul îndeplinirii cerinţelor

2.2.1. Generalităţi

(1) Proiectarea structurilor corespunzătoare nivelului de protecţie seismică oferit de aplicarea prezentului cod, pentru construcţiile care fac obiectul capitolelor 5 – 8, cu excepţia cazurilor menţionate explicit, are în vedere un răspuns seismic cu incursiuni în domeniul postelastic de deformare, cu degradări specifice.

(2) Îndeplinirea cerinţelor fundamentale stabilite la pct. 2.1 se controlează prin verificările a două categorii de stări limită:

(i) *Starea limită ultimă,* ULS, asociată cu ruperea elementelor structurale şi alte forme de cedare care pot pune în pericol siguranţa vieţii oamenilor

(ii) *Starea limită de serviciu,* SLS, care are în vedere dezvoltarea degradărilor până la un nivel, dincolo de care cerinţele specifice de exploatare nu mai sunt îndeplinite.

(3) Pe lângă verificările explicite ale stărilor limită se vor lua şi alte măsuri specifice pentru a reduce incertitudinile referitoare la buna comportare la cutremur a construcţiilor (pct. 2.2.4).

2.2.2. Starea limită ultimă

(1) Sistemul structural va fi înzestrat cu capacitatea de rezistenţă specificată în părţile relevante ale codului. Acest nivel de rezistenţă implică respectarea tuturor condiţiilor date în cod pentru obţinerea capacităţii necesare de disipare de energie (ductilitate) în zonele proiectate special pentru a disipa energia seismică, numite *zone disipative* sau *zone critice*.

(2) În proiectare se pot avea în vedere şi măsuri de ductilizare structurală mai reduse, cu sporirea corespunzătoare a valorilor de proiectare ale forţelor seismice, în conformitate cu prevederile codului.

(3) Structura clădirii va fi verificată la stabilitatea de ansamblu sub acţiunea seismică de proiectare. Se vor avea în vedere atât stabilitatea la răsturnare, cât şi stabilitatea la lunecare.

(4) Calculul structural va lua în considerare, atunci când sunt semnificative, efectele de ordinul 2.

(5) Se vor limita deplasările laterale sub acţiunea seismică asociată stării limită ultime astfel încât:

(i) să se asigure o marjă de siguranţă suficientă a deformaţiei laterale a structurii faţă de cea corespunzătoare prăbuşirii; în felul acesta condiţia de limitare a deformaţiilor structurale exprimă o condiţie de limitare a cerinţelor de ductilitate

(ii) să se evite riscul pe care-l poate prezenta pentru persoane prăbuşirea componentelor nestructurale; în acest scop prinderile componentelor nestructurale de structură trebuie să asigure stabilitatea acestora sub acţiunea seismică de proiectare.

2.2.3. Starea limită de serviciu (de limitare a degradărilor)

(1) Se va verifica dacă deplasările relative de nivel sub acţiuni seismice asociate stării limită de serviciu sunt mai mici decât cele care asigură protecţia elementelor nestructurale, echipamentelor, obiectelor de valoare, etc.

2.2.4. Măsuri suplimentare

(1) Se vor alege, pe cât posibil, amplasamente favorabile în mediul natural şi în mediul construit, cu riscuri seismice minime.

Se vor evita, ca regulă generală, amplasamente cu proprietăţi geologice şi geotehnice care pot avea influenţe negative majore asupra cerinţelor şi răspunsului seismic structural

(2) Proiectarea va urmări realizarea unei conformări generale favorabile pentru comportarea seismică a construcţiei. Aceasta implică:

- alegerea unor forme favorabile în plan şi pe verticală pentru construcţie şi pentru structura ei de rezistenţă (vezi 4.4.3)
- dispunerea şi conformarea corectă a elementelor structurale şi a structurii în ansamblul ei, a componentelor de construcţie nestructurale, precum şi a echipamentelor şi instalaţiilor montate/adăpostite în construcţie
- evitarea interacţiunilor necontrolate, cu eventuale efecte defavorabile, între clădirile alăturate, între elementele structurale şi nestructurale (de exemplu,

între elementele structurilor de tip cadru şi pereţii de umplutură, între construcţie şi materialul depozitat etc).

(3) Construcţia va fi înzestrată cu rigiditate laterală suficientă pentru limitarea cerinţelor seismice de deplasare.

(4) Proiectarea va avea ca obiectiv esenţial, impunerea unui mecanism structural favorabil de disipare de energie (mecanism de plastificare) la acţiunea cutremurului de proiectare.

Acest deziderat presupune următoarele:

- dirijarea zonelor susceptibile de a fi solicitate în domeniul postelastic (a zonelor "critice" sau "disipative") cu prioritate în elementele care prin natura comportării posedă o capacitate de deformare postelastică substanţială, elemente a căror rupere nu pune în pericol stabilitatea generală a construcţiei
- dirijarea zonelor disipative astfel încât capacitatea de deformare postelastică să fie cât mai mare, iar cerinţele de ductilitate să fie cât mai mici; se va urmări evitarea concentrării deformaţiilor plastice în puţine zone, situaţie care antrenează cerinţe ridicate de ductilitate
- alcătuirea zonelor disipative astfel încât să fie înzestrate cu capacităţi suficiente de deformare postelastică şi o comportare histeretică cât mai stabilă
- evitarea ruperilor premature cu caracter neductil, prin modul de dimensionare şi prin alcătuirea constructivă adecvată a elementelor.

(5) Fundaţiile şi terenul de fundare vor prelua, de regulă, eforturile transmise de suprastructură, fără deformaţii permanente substanţiale. La evaluarea reacţiunilor se vor considera valorile efective ale rezistenţelor dezvoltate în elementele structurale (asociate mecanismului structural de disipare de energie).

Rigiditatea fundaţiilor va fi suficientă pentru a transmite la teren, cât mai uniform, eforturile primite la baza suprastructurii.

(6) Calculul structural va fi bazat pe un model adecvat al structurii care, atunci când este necesar, va lua în considerare interacţiunea cu terenul de fundare, cu elementele nestructurale sau cu clădirile învecinate.

Metodele de calcul vor fi diferenţiate din punct de vedere al complexităţii şi instrumentelor folosite, în funcţie de importanţa construcţiei, caracteristicile structurii, regimul de înălţime, zona seismică de calcul şi de incertitudinile, mai mari sau mai mici, legate de caracteristicile acţiunii şi răspunsului seismic.

(7) La execuţia construcţiilor se vor pune în operă materiale cu proprietăţile celor prevăzute în proiect având calitate atestată conform prevederilor legale.

Se vor aplica tehnologii de execuţie în măsură să asigure realizarea în siguranţă a parametrilor structurali prevăzuţi prin proiect.

(8) La proiectarea construcţiilor care pun probleme tehnice şi/sau economice deosebite (construcţii de importanţă majoră, construcţii cu grad mare de repetabilitate, construcţii cu dimensiuni şi/sau cu caracteristici deosebite etc.) se vor elabora studii teoretice şi experimentale vizând, după necesităţi, aprofundarea unor aspecte cum sunt:

- influenţa condiţiilor locale ale amplasamentului asupra cerinţelor seismice şi asupra răspunsului structural

- stabilirea caracteristicilor de rezistenţă şi de deformabilitate, în diferite stadii de comportare, ale elementelor structurale şi ale structurii în ansamblu prin cercetări experimentale pe modele de scară redusă sau pe prototipuri în mărime naturală
- dezvoltarea şi aplicarea unor metode avansate de calcul în măsură să reflecte cât mai fidel comportarea structurii, evidenţiind evoluţia stărilor de solicitare pe durata cutremurului.

Totodată, pentru identificarea condiţiilor de teren la acţiunea cutremurelor se vor efectua studii specifice la amplasament iar pentru urmărirea comportării în timp a construcţiilor se vor instrumenta construcţiile cu aparatură de înregistrare a parametrilor acţiunii seismice şi ai răspunsului seismic al acestora (vezi Anexa A).

(9) În exploatarea construcţiilor se vor adopta măsuri de funcţionare şi de întreţinere, care să asigure păstrarea nediminuată a capacităţii de rezistenţă a structurii

Starea construcţiei va fi urmărită continuu în timp pentru a detecta prompt eventualele degradări şi a elimina cauzele acestora.

3. ACŢIUNEA SEISMICĂ

3.1. Reprezentarea acţiunii seismice pentru proiectare

(1) Pentru proiectarea construcţiilor noi la acţiunea seismică, teritoriul României este împărţit în zone de hazard seismic. Nivelul de hazard seismic în fiecare zonă se consideră, simplificat, a fi constant. Nivelul de hazard seismic indicat în prezentul cod este un nivel minim pentru proiectare.

(2) Hazardul seismic pentru proiectare este descris de valoarea de vârf a acceleraţiei seismice orizontale a terenului, a_g determinată pentru un interval mediu de recurenţă (*IMR*) de referinţă, valoare numită în continuare "acceleraţia terenului pentru proiectare".

Mărimea a_g astfel definită este valoarea caracteristică a acceleraţiei seismice orizontale a terenului pentru determinarea valorii caracteristice a acţiunii seismice, A_{Ek}.

Convenţional, în prezentul cod, valoarea de proiectare a acţiunii seismice A_{Ed} este egală cu valoarea caracteristică a acţiunii seismice A_{Ek} înmulţită cu factorul de importanţă şi expunere a construcţiei $\gamma_{I,e}$:

$$A_{Ed} = \gamma_{I,e} \cdot A_{Ek} \qquad (3.1)$$

Observaţie: $A_{Ed} = F_b$ (vezi 4.5.3.2.2).

(3) Valorile acceleraţiei terenului pentru proiectare, a_g sunt indicate în Figura 3.1 şi Tabelul A1. Valorile a_g corespund unui interval mediu de recurenţă *IMR*=225 ani (probabilitate de depăşire de 20% în 50 de ani). Mărirea nivelului de hazard seismic faţă de versiunea anterioaa a codului este justificată de următoarele considerente:

(i) mărirea nivelului de siguranţă al utilizatorilor clădirilor şi a valorilor adăpostite,
(ii) reducerea pierderilor seismice aşteptate pe durata de viaţă proiectată a clădirilor
(iii) procesul de aliniere la nivelul de hazard seismic recomandat de SR EN 1998-1.

Notă: În reprezentarea din Figura 3.1 şi în Tabelul A.1 valoarea acceleraţiei gravitaţionale, *g*, se consideră 9,81 m/s^2.

(4) În prezentul cod, mişcarea seismică într-un punct pe suprafaţa terenului este reprezentată prin spectre de răspuns elastic pentru acceleraţii absolute.

(5) Acţiunea seismică orizontală pentru proiectarea clădirilor este descrisă prin doua componente ortogonale ale mişcării seismice considerate independente între ele; în proiectare, spectrul de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute se consideră acelaşi pentru cele 2 componente.

(6) Spectrul de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute pentru componentele orizontale ale mişcării terenului în amplasament, $S_e(T)$ (în m/s^2), este definit astfel:

$$S_e(T) = a_g \beta(T) \qquad (3.2)$$

unde valoarea a_g este în m/s^2, iar $\beta(T)$ este spectrul normalizat de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute.

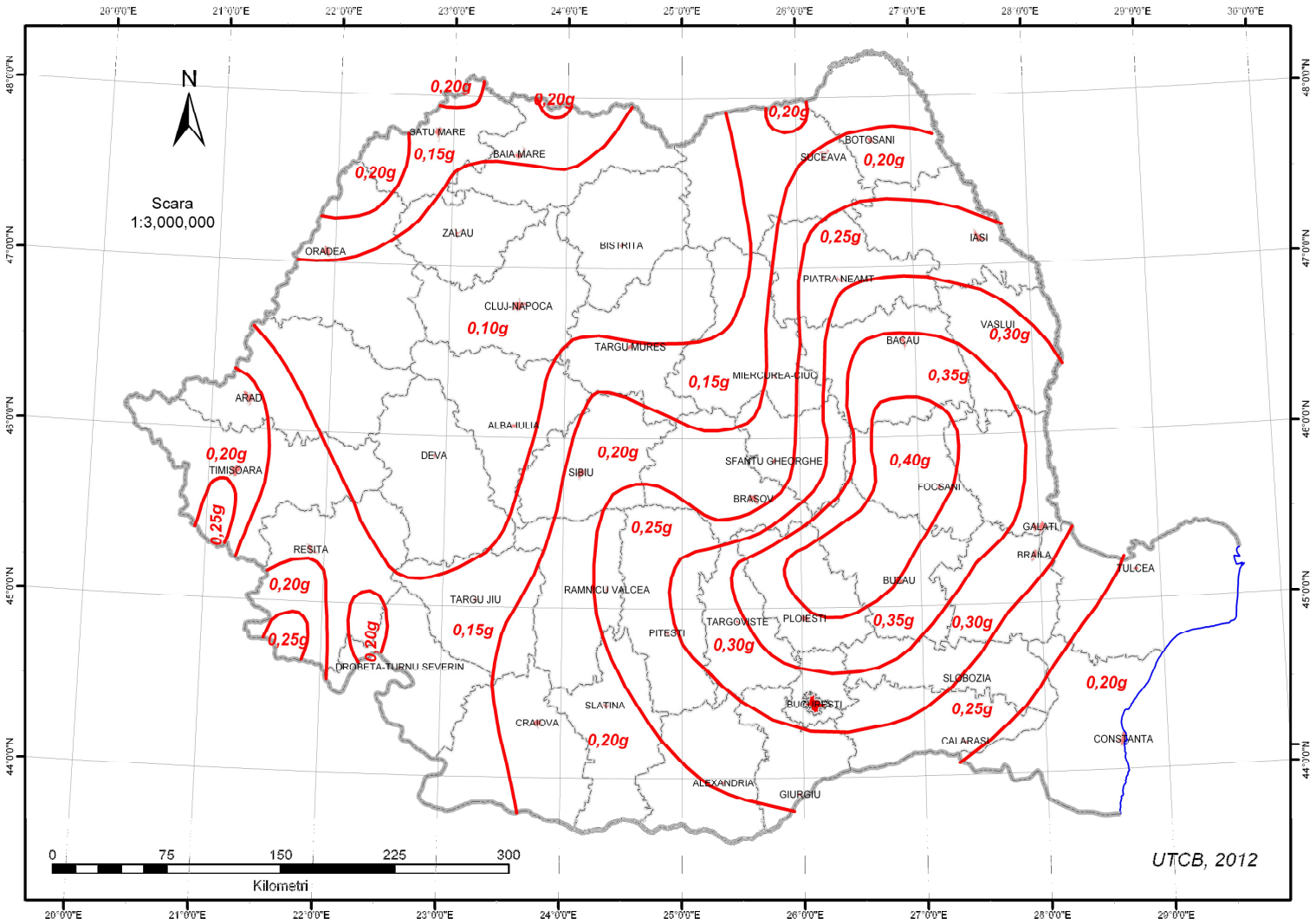


Figura 3.1 România - Zonarea valorilor de vârf ale acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g cu IMR = 225 ani şi 20% probabilitate de depăşire în 50 de ani

(7) Spectrele normalizate de răspuns elastic ale acceleraţiilor absolute pentru componentele orizontale ale mişcării terenului, $\beta(T)$, pentru valoarea convenţională a fracţiunii din amortizarea critică $\xi=0,05$ şi în funcţie de perioadele de control (colţ) T_B, T_C şi T_D sunt date de următoarele relaţii:

$$0 \le T \le T_B \qquad \beta(T) = 1 + \frac{(\beta_0 - 1)}{T_B} T \tag{3.3}$$

$$T_B < T \le T_C \qquad \beta(T) = \beta_0 \tag{3.4}$$

$$T_C < T \le T_D \qquad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C}{T} \tag{3.5}$$

$$T_D < T \le 5\text{s} \qquad \beta(T) = \beta_0 \frac{T_C T_D}{T^2} \tag{3.6}$$

unde:

T perioada de vibraţie a unui sistem cu un grad de libertate dinamică şi cu răspuns elastic

β_0 factorul de amplificare dinamică maximă a acceleraţiei orizontale a terenului de către un sistem cu un grad de libertate dinamică, a cărui valoare este β_0 =2,5;

T_B şi T_C sunt limitele domeniului de perioade în care acceleraţia spectrală are valorile maxime şi este modelată simplificat printr-un palier de valoare constantă.

Perioada de control (colţ) T_C a spectrului de răspuns reprezintă graniţa dintre zona (palierul) de valori maxime în spectrul de acceleraţii absolute şi zona (palierul) de valori maxime în spectrul de viteze relative (vezi Anexa A). T_C se exprimă în secunde.

Perioada de control (colţ) T_B este exprimată simplificat în funcţie de T_C astfel: $T_B = 0,2T_C$.

Perioada de control (colţ) T_D a spectrului de răspuns reprezintă graniţa dintre zona (palierul) de valori maxime în spectrul de viteze relative şi zona (palierul) de valori maxime în spectrul de deplasări relative (vezi Anexa A).

Valorile perioadelor de control (colţ), T_B, T_C şi T_D sunt indicate, în Tabelul 3.1 şi Figura 3.2 (numai perioada de control T_C).

Tabelul 3.1 Perioadele de control (colţ) T_B, T_C, T_D ale spectrului de răspuns pentru componentele orizontale ale mişcării seismice

T_C	0,70s	1,00s	1,60s
T_B	0,14s	0,20s	0,32s
T_D	3,00s	3,00s	2,00s

Valorile T_B si T_C sunt aceleaşi pentru spectrele de răspuns elastic şi pentru spectrele normalizate de răspuns elastic.

Spectrul de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute pentru o valoare a fracţiunii din amortizarea critică $\xi \neq 0,05$ se determină cu relaţia (A.5.1).

(8) Condiţiile locale de teren sunt descrise simplificat prin valorile perioadei de control (colţ) T_C a spectrului de răspuns pentru zona amplasamentului considerat. Aceste valori caracterizează sintetic compoziţia de frecvenţe a mişcărilor seismice.

În condiţiile seismice şi de teren din România, pe baza datelor instrumentale existente, zonarea pentru proiectare a teritoriului în termeni de perioadă de control (colţ), T_C, a spectrului de răspuns este prezentată în Figura 3.2.

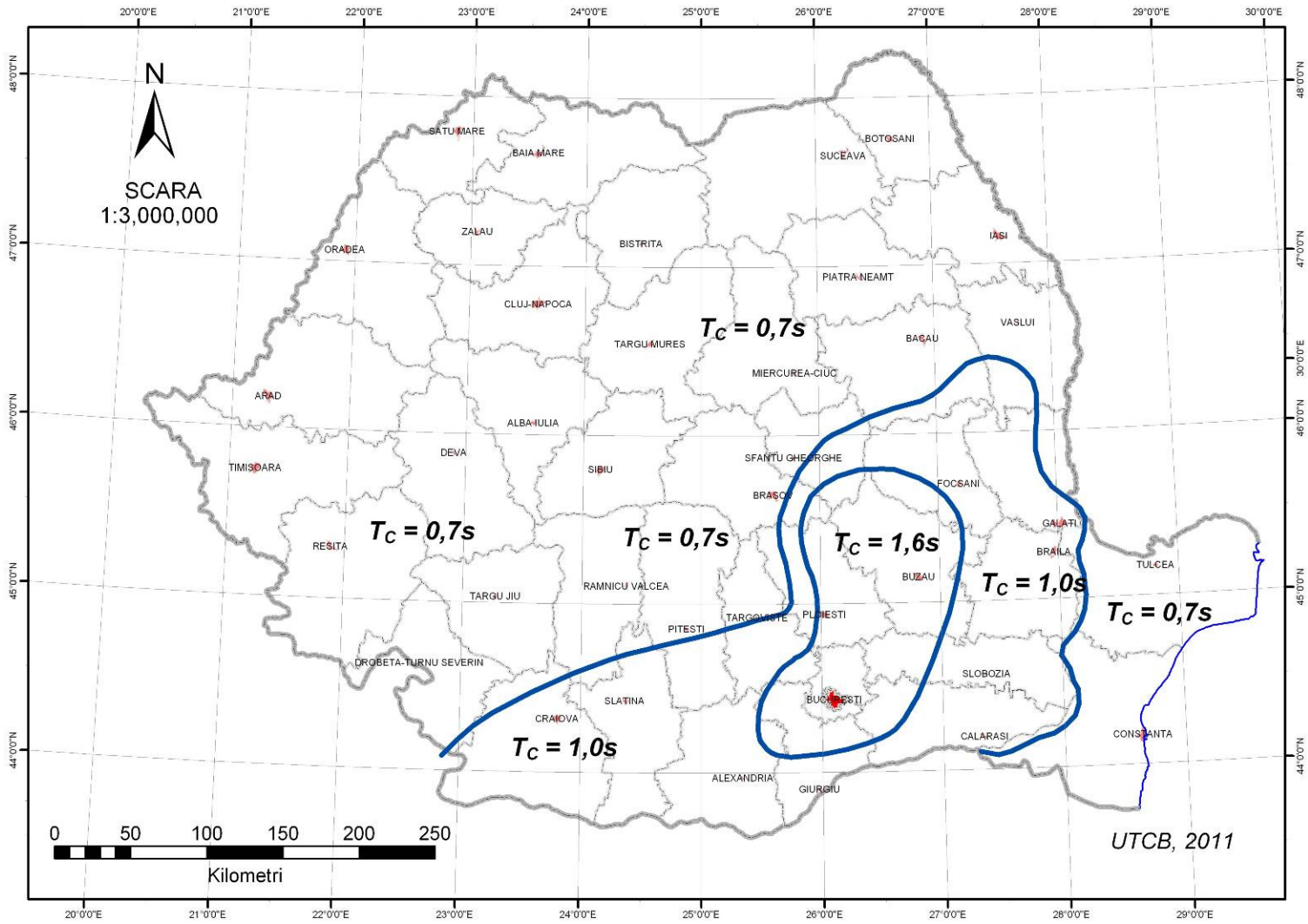


Figura 3.2 Zonarea teritoriului României în termeni de perioada de control (colţ), T_C a spectrului de răspuns

(9) Spectrele normalizate de răspuns elastic ale acceleraţiilor absolute pentru fracţiunea din amortizarea critică ξ=5% în condiţiile seismice şi de teren din România, $\beta(T)$ sunt reprezentate în Figura 3.3 pe baza valorilor T_B, T_C şi T_D din Tabelul 3.1.

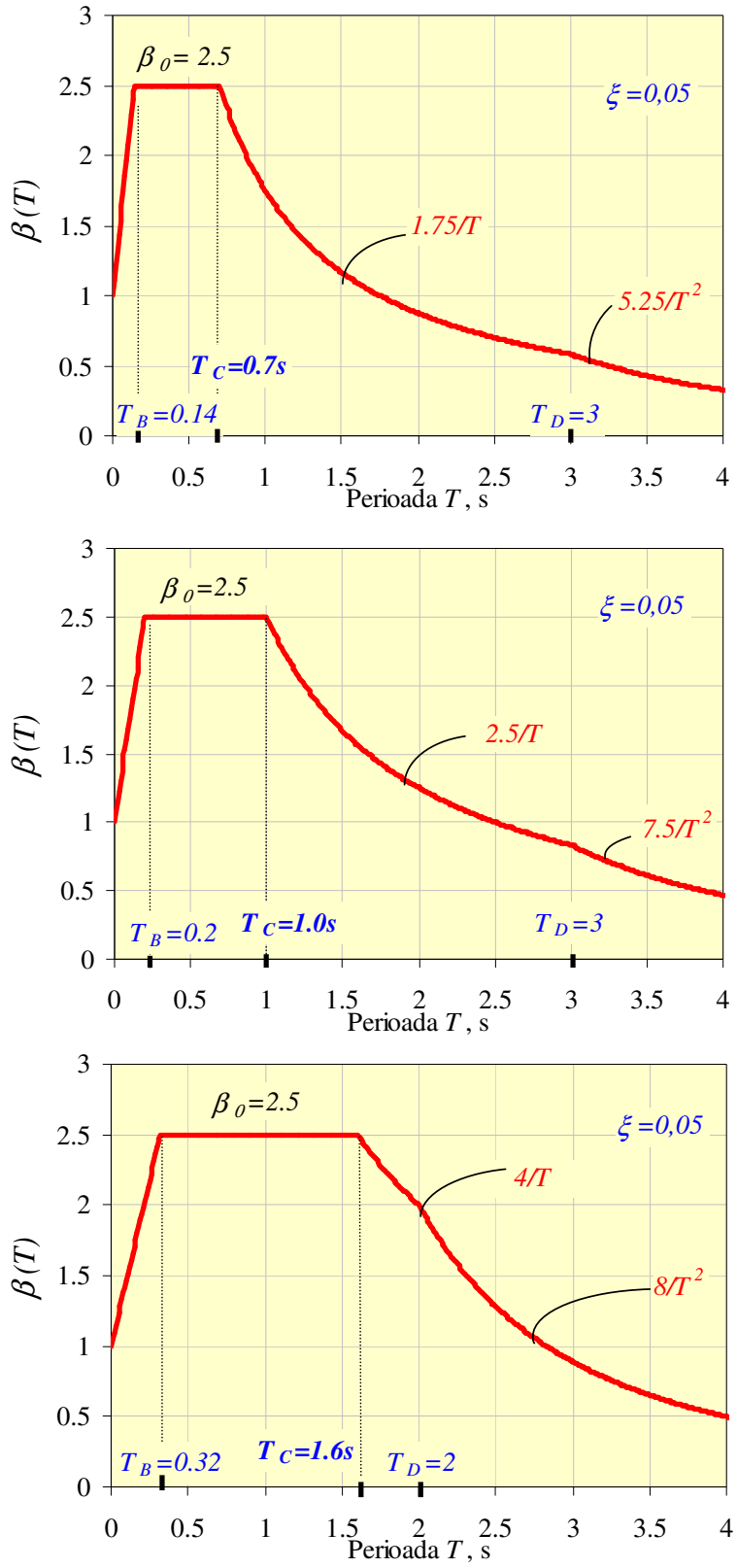


Figura 3.3 Spectre normalizate de răspuns elastic ale acceleraţiilor absolute pentru componentele orizontale ale mişcării terenului, în zonele caracterizate prin perioada de control (colţ) T_C = 0,7s, 1,0s şi 1,6s

(10) Spectrul de răspuns elastic al deplasărilor relative pentru componentele orizontale ale mişcării terenului, $S_{De}(T)$ (in metri), se obţine prin transformarea directă a spectrului de răspuns elastic pentru acceleraţii absolute, $S_e(T)$ cu următoarea relaţie:

$$S_{De}(T) = S_e(T)\left[\frac{T}{2\pi}\right]^2 \tag{3.7}$$

(11) Acţiunea seismică verticală pentru proiectarea clădirilor este reprezentată prin spectrul de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute pentru componenta verticală a mişcării terenului în amplasament S_{ve} (în m/s^2) dat de următoarea relaţie:

$$S_{ve}(T) = a_{vg}\,\beta_v(T). \tag{3.8}$$

unde a_{vg} este valoarea de vârf a acceleraţiei pentru componenta verticală a mişcării terenului, în m/s^2 şi $\beta_v(T)$ este spectrul normalizat de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute pentru componenta verticală a mişcării terenului.

(12) Valoarea de vârf a acceleraţiei pentru componenta verticală a mişcării terenului a_{vg} se evaluează ca fiind:

$$a_{vg} = 0{,}7\ a_g \tag{3.9}$$

(13) Spectrul normalizat de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute pentru componenta verticală a mişcării terenului, $\beta_v(T)$ este dat de următoarele relaţii:

$$0 \le T \le T_{Bv} \qquad \beta_v(T) = 1 + \frac{(\beta_{0v} - 1)}{T_{Bv}}T \tag{3.10}$$

$$T_{Bv} < T \le T_{Cv} \qquad \beta_v(T) = \beta_{0v} \tag{3.11}$$

$$T_{Cv} < T \le T_{Dv} \qquad \beta_v(T) = \beta_{0v}\frac{T_{Cv}}{T} \tag{3.12}$$

$$T_{Dv} < T \le 5\text{s} \qquad \beta_v(T) = \beta_{0v}\frac{T_{Cv}T_{Dv}}{T^2} \tag{3.13}$$

unde $\beta_{ov} = 2{,}75$ este factorul de amplificare dinamică maximă a acceleraţiei verticale a mişcării terenului pentru valoarea convenţională a fracţiunii din amortizarea critică ξ=0,05 iar T_{Bv}, T_{Cv}, T_{Dv} sunt perioadele de control (colţ) ale spectrului de răspuns al componentei verticale.

Perioadele de control (colţ) ale spectrului normalizat de răspuns pentru componenta verticală a mişcării seismice se evaluează simplificat astfel:

$$T_{Bv} = 0{,}1\ T_{Cv} \tag{3.14}$$

$$T_{Cv} = 0{,}45\ T_C \tag{3.15}$$

$$T_{Dv} = T_D\ . \tag{3.16}$$

(14) Prezentul cod nu recomandă proiectarea de structuri potenţial înalte cvasirezonante cu perioada predominantă a vibraţiei terenului din amplasament T_p. Definiţia perioadei predominante a vibraţiilor terenului este dată în Anexa A.

(15) Pentru construcţiile şi structurile din clasa I de importanţă-expunere şi pentru clădirile încadrate în clasa II de importanţă-expunere care au înălţimea totală supraterană cuprinsă mai mare de 45m a căror perioadă proprie de vibraţie în modul fundamental este $T_1 \le T_C$ şi se situează în intervalul $(0{,}9T_p \div 1{,}1T_p)$, centrat pe perioada predominantă de vibraţie

a terenului în amplasament T_p, se vor efectua studii specifice pentru caracterizarea seismică a condiţiilor de teren în amplasament (vezi A.3) iar valoarea factorului de amplificare dinamică maximă β_o se va majora pentru acest interval de perioade pe baza rezultatelor obţinute din investigaţiile analitice şi instrumentale. Orientativ, valoarea factorului de amplificare dinamică maximă β_o se recomandă a fi majorată cu 20%. Valoarea factorului β_o rezultată din aceste studii nu va fi inferioară valorilor minime prescrise de codul P100-1.

(16) Pentru municipiul Bucureşti, în cazul utilizării pentru calculul structural a metodei forţelor laterale statice echivalente, pentru construcţiile şi structurile a căror perioadă proprie de vibraţie în modul fundamental T_1 se situează în intervalul 1,4s ÷ 1,6s, valoarea factorului de amplificare dinamică maximă β_o se înmulţeşte cu 1,2.

3.1.1. Descrieri alternative ale acţiunii seismice

În calculul dinamic al structurilor mişcarea seismică a terenului este descrisă prin variaţia în timp a acceleraţiei.

Atunci când este necesar un model de calcul spaţial, mişcarea seismică este reprezentată prin trei accelerograme corespunzătoare celor trei direcţii ortogonale (două orizontale şi una verticală), acţionând simultan. Pe cele doua direcţii orizontale se folosesc simultan accelerograme diferite.

3.1.2. Accelerograme artificiale

Accelerogramele artificiale sunt accelerogramele generate pe baza unui spectru de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute în amplasament, $S_e(T)$.

Spectrul de răspuns elastic al accelerogramelor artificiale trebuie să fie apropiat de spectrul ţintă de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute în amplasament. Astfel, pe baza spectrului de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute în amplasament $S_e(T)$ trebuie generat un set de accelerograme artificiale care să respecte următoarele condiţii:

a) Numărul minim de accelerograme să fie 3 (trei);

b) Media aritmetică a valorilor acceleraţiilor de vârf ale accelerogramelor generate să nu fie mai mică decât valoarea a_g pentru amplasamentul respectiv;

c) Valorile spectrului mediu calculat prin medierea aritmetica a ordonatelor spectrelor elastice de răspuns ale acceleraţiilor absolute corespunzând tuturor accelerogramelor artificiale generate trebuie să nu fie mai mici cu mai mult de 10% din valoarea corespunzatoare a spectrului elastic de raspuns în amplasament $S_e(T)$, pentru domeniul de perioade cuprins între $0,2T_1$ şi $2T_1$, unde T_1 este perioada fundamentală de vibraţie a structurii definită la capitolul 4.

3.1.3. Accelerograme înregistrate

Accelerogramele înregistrate pot fi utilizate dacă au valori de vârf ale acceleraţiei asemănătoare valorilor a_g pentru proiectarea în amplasament şi dacă au un conţinut de frecvenţe compatibil cu condiţiile locale de teren şi magnitudinea cutremurului. Vor fi utilizate cel puţin 3 (trei) accelerograme distincte.

Ţinând seama de mobilitatea cu magnitudinea a compoziţiei spectrale a mişcărilor seismice înregistrate în România se recomandă, în general, factori de scalare a acceleraţiilor cu valori sub 2,0.

Valorile spectrului mediu calculat prin medierea aritmetica a ordonatelor spectrelor elastice de răspuns al acceleraţiilor absolute corespunzând accelerogramelor înregistrate trebuie să nu difere cu mai mult de 10% din valoarea corespunzătoare a spectrului elastic de răspuns în amplasament $S_e(T)$, pentru domeniul de perioade cuprins între $0{,}2T_1$ şi $2T_1$, unde T_1 este perioada fundamentală a vibraţiilor structurii în direcţia pe care este aplicată accelerograma.

3.1.4. Variabilitatea în spaţiu a acţiunii seismice

Pentru structurile cu caracteristici speciale, cum ar fi cele în cazul cărora nu se poate aplica ipoteza mişcării seismice sincrone a reazemelor structurii, se recomandă utilizarea de modele spaţiale ale acţiunii seismice care să ia în considerare variabilitatea mişcării terenului de la un punct la altul.

3.2. Spectrul de proiectare

(1) Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale mişcării terenului $S_d(T)$ (ordonata în m/s^2) este spectrul de răspuns inelastic al acceleraţiilor absolute definit cu relaţiile (3.17) şi (3.18):

$$0 < T \le T_B \qquad S_d(T) = a_g \left[1 + \frac{\frac{\beta_0}{q} - 1}{T_B} T \right] \tag{3.17}$$

$$T > T_B \qquad S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \ge 0{,}2 \cdot a_g \tag{3.18}$$

unde:

q este factorul de comportare al structurii denumit şi factorul de modificare a răspunsului elastic în răspuns inelastic.

Valorile factorului q se definesc în capitole specifice din cod, în funcţie de materialul şi tipul structurii şi de capacitatea acesteia de disipare a energiei induse de mişcarea seismică.

(2) Spectrul de proiectare pentru componenta verticală a mişcării seismice se obţine în mod asemănător celui pentru componentele orizontale. Valoarea factorului de comportare în acest caz se consideră simplificat q=1,5 pentru toate materialele şi sistemele structurale, cu excepţia cazurilor în care valori mai mari pot fi justificate prin analize speciale.

3.3. Combinarea acţiunii seismice cu alte tipuri de acţiuni

Pentru proiectarea la starea limită ultimă a construcţiilor amplasate în zone seismice, valoarea pentru proiectare a efectelor combinate ale acţiunilor se determină din grupările de efecte ale încărcărilor conform codului CR 0.

4. PROIECTAREA CLĂDIRILOR

4.1. Generalităţi

(1) Acest capitol conţine reguli generale pentru alegerea amplasamentelor şi alcătuirea de ansamblu a clădirilor. De asemenea, sunt date indicaţii generale pentru alegerea modelelor şi metodelor de calcul structural la acţiuni seismice, şi pentru verificarea îndeplinirii cerinţelor seismice pentru structuri şi elemente structurale.

Prevederile capitolului 4 sunt corelate cu cele din capitolele 5–10 în care sunt detaliate aspectele de proiectare specifice construcţiilor din diferite materiale şi componente nestructurale.

4.2. Condiţii de planificare a construcţiilor

(1) Încadrarea noilor construcţii în mediul natural şi în mediul construit se va face în aşa fel încât să se evite sporirea riscurilor implicate de efectele potenţiale, directe sau indirecte, ale unor viitoare cutremure puternice. În acest scop se recomandă să se limiteze densitatea de construire, precum şi numărul de persoane care pot ocupa pe perioade lungi de timp construcţiile de tip curent, cum sunt clădirile de locuit. Aceasta înseamnă, de regulă, limitarea înălţimii acestor construcţii, măsură care poate avea şi efecte economice favorabile. De asemenea, se vor asigura căi multiple de acces şi de comunicare pentru eventuala necesitate a evacuării de urgenţă în scopul limitării efectelor unor cutremure puternice.

(2) Se va limita durata situaţiilor provizorii care pot apărea în timpul executării construcţiilor, interval de timp în care gradul de protecţie structurală este mai redus şi riscul apariţiei unor efecte grave sporeşte în eventualitatea unor acţiuni seismice de intensitate ridicată.

(3) Activitatea de realizare a construcţiilor noi se va corela cu activitatea de înlocuire sau de consolidare în timp util a fondului construit, vulnerabil seismic.

4.3. Condiţii privind amplasarea construcţiilor

(1) Amplasamentele construcţiilor se vor alege, de regulă, în zone în care structura geologică şi alcătuirea straturilor superficiale de teren permite realizarea protecţiei seismice în condiţii economice, fără măsuri costisitoare.

(2) Se va evita, ca regulă generală, amplasarea construcţiilor pe maluri, râpe sau alte terenuri care prezintă risc de alunecare sau surpare. În cazul în care amplasamentele de acest fel nu se pot evita, se vor lua măsurile necesare pentru stabilizarea terenurilor.

(3) În cazurile în care amplasarea construcţiilor pe terenuri cu proprietăţi mecanice inferioare (nisipuri cu grad mare de afânare, refulante sau lichefiabile, mâluri, umpluturi neconsolidate, etc.) nu poate fi evitată, se vor lua măsurile necesare pentru consolidarea terenurilor, astfel încât aceastea să poată asigura o bună comportare seismică a construcţiilor.

(4) Pentru construcţiile a căror eventuală avariere poate avea urmări de o gravitate deosebită, se vor preciza, în funcţie de specificul construcţiilor şi al proceselor tehnologice, criterii specifice de excludere a anumitor categorii de amplasamente.

4.4. Alcătuirea de ansamblu a construcţiilor

4.4.1. Aspecte de bază ale concepţiei de proiectare

(1) Proiectarea seismică urmăreşte realizarea unei construcţii sigure în raport cu hazardul seismic asociat amplasamentului, care să îndeplinească, în condiţii acceptabile de cost, cerinţele fundamentale enunţate la 2.1.

(2) Aspectele conceptuale de bază se referă la:

- simplitatea structurii
- redundanţa structurii
- geometria structurii şi a clădirii, în întregul ei, cu considerarea modului de distribuire a elementelor structurale, nestructurale şi a maselor
- rezistenţa şi rigiditatea laterală, în orice direcţie
- realizarea planşeelor ca diafragme orizontale
- realizarea unor fundaţii adecvate

Realizarea unei structuri simple, compacte, pe cât posibil, simetrice, reprezintă obiectivul cel mai important al proiectării, deoarece modelarea, calculul, dimensionarea, detalierea şi execuţia structurilor simple sunt supuse la incertitudini mult mai mici şi, ca urmare, se poate impune construcţiei, cu un grad înalt de încredere, comportarea seismică dorită.

4.4.1.1. Simplitate structurală

(1) Simplitatea structurală presupune existenţa unui sistem structural continuu şi suficient de puternic care să asigure un traseu clar, cât mai direct şi neîntrerupt al forţelor seismice, indiferent de direcţia acestora, până la terenul de fundare. Forţele seismice care iau naştere în toate elementele clădirii sunt preluate de planşeele - diafragme orizontale şi transmise structurii verticale, iar de la aceasta sunt transferate la fundaţii şi teren. Proiectarea trebuie să asigure că nu există discontinuităţi în acest drum de transmitere a forţelor seismice.

> Notă: De exemplu, nu este permisă introducerea unui gol mare în planşeu sau absenţa în planşeu a armăturilor de colectare a forţelor de inerţie, pentru a le transmite la structura verticală.

4.4.1.2. Redundanţa structurală

(1) Proiectarea seismică va urmări să înzestreze structura clădirii cu redundanţa adecvată. Prin aceasta se asigură că:

- ruperea unui singur element, sau a unei singure legături structurale, nu expune structura la pierderea stabilităţii
- se realizează un mecanism de plastificare cu suficiente zone plastice, care să permită exploatarea rezervelor de rezistenţă ale structurii şi o disipare avantajoasă a energiei seismice.

  Notă: Pentru a fi redundantă, o structură cu multiple legături interioare (multiplu static nedeterminată) trebuie să aibă toate legăturile dimensionate adecvat. Astfel, de exemplu, o structură etajată de beton armat nu poate fi considerată redundantă dacă lungimile de înnădire prin suprapunere ale armăturilor din stâlpi şi grinzi sunt mai mici decât este necesar sau dacă nodurile sunt slabe.

4.4.1.3. Geometria (configuraţia) structurii

(1) Proiectarea seismică va urmări realizarea unei structuri cât mai regulate, distribuite cât mai uniform în plan, permiţând o transmitere directă şi pe un drum scurt a forţelor de inerţie aferente maselor distribuite în clădire

(2) Structura trebuie să prezinte, pe cât posibil, şi uniformitate pe verticala construcţiei, urmărindu-se să se elimine apariţia unor zone sensibile, în care concentrarea unor eforturi sau deformaţii plastice excesive ar putea produce ruperi premature

(3) Prin alegerea unei forme avantajoase a construcţiei, printr-o distribuţie adecvată a maselor, a rigidităţii şi a capacităţii de rezistenţă laterale a structurii se va urmări reducerea în cât mai mare măsură a excentricităţilor care pot favoriza torsiunea de ansamblu.

4.4.1.4. Rigiditate şi rezistenţă la translaţie pe două direcţii

(1) Întrucât acţiunea orizontală a cutremurelor se manifestă bidirecţional, elementele structurale vor fi dispuse în plan într-un sistem ortogonal, în măsură să ofere caracteristici de rezistenţă şi de rigiditate suficiente în două direcţii. Sistemele structurale pot fi diferite în cele două direcţii.

(2) Rigiditatea laterală va fi suficientă pentru limitarea deplasărilor orizontale, astfel încât efectele de ordinul 2 şi degradările construcţiei să poată fi controlate.

(3) La clădirile etajate se recomandă utilizarea soluţiilor cu rigiditate laterală sporită, prin prevederea unor pereţi structurali pe toată înălţimea clădirilor, în toate cazurile în care necesitatea funcţională a unor spaţii libere sau forma construcţiei nu împiedică introducerea lor. De asemenea, la alegerea sistemului structural pe criterii de rigiditate, se vor avea în vedere şi modul de realizare a pereţilor de compartimentare şi de închidere, modul de realizare a legăturii între componentele nestructurale şi elementele structurii de rezistenţă, precum şi măsura în care primele împiedică deformaţiile libere ale ultimelor.

4.4.1.5. Rigiditate şi rezistenţă la torsiune

(1) Structura trebuie să fie înzestrată cu suficientă rigiditate şi rezistenţă la torsiune pentru a limita manifestarea unor mişcări de răsucire în ansamblu a construcţiei, care ar putea spori periculos eforturile şi deplasările orizontale ale clădirilor. Soluţia cea mai eficientă pentru aceasta este dispunerea adecvată a unor elemente suficient de rigide şi rezistente pe perimetrul construcţiei (cel puţin două în fiecare direcţie).

4.4.1.6. Acţiunea de diafragmă a planşeelor

(1) Într-o construcţie corect alcătuită pentru preluarea încărcărilor seismice, planşeele joacă un rol esenţial prin:

- colectarea forţelor de inerţie şi transmiterea lor la elementele verticale ale structurii
- acţiunea de diafragmă orizontală, care asigură angajarea solidară, coordonată, a elementelor verticale în preluarea forţelor seismice orizontale

Alcătuirea diafragmelor, indiferent de materialul din care sunt realizate, trebuie să asigure într-un grad înalt îndeplinirea rolurilor de mai sus.

(2) Proiectarea planşeelor cu alcătuiri neregulate (cu forme neregulate şi cu goluri relativ mari, etc.) şi proiectarea planşeelor în structuri neregulate (cu lipsă de uniformitate în plan şi pe verticală) se va baza pe modelele de calcul în măsură să evidenţieze suficient de fidel comportarea acestor elemente la cutremur.

(3) Comportarea planşeelor de la fiecare nivel ca diafragme practic infinit rigide şi rezistente pentru forţe aplicate în planul lor permite adoptarea unor modele de calcul structural simplificate, caracterizate de manifestarea a numai 3 deplasări la fiecare nivel (2 translaţii în plan orizontal şi o rotaţie faţa de axa verticală)

4.4.1.7. Realizarea unei fundaţii (infrastructuri) adecvate

(1) Alcătuirea fundaţiilor construcţiei şi a legăturii acesteia cu suprastructura trebuie să asigure condiţia ca întreaga clădire să fie supusă unei excitaţii seismice cât mai uniforme

(2) În cazul structurilor alcătuite dintr-un număr de pereţi structurali cu rigiditate şi capacităţi de rezistenţă diferite, infrastructurile de tip cutie rigidă şi rezistentă şi cele de tip radier cu grosime mare, plin sau casetat, sunt, în general, recomandabile.

(3) În cazul adoptării unor elemente de fundare individuale (fundare directă sau la adâncime, prin piloţi), este recomandabilă utilizarea unei plăci de fundaţie (radier) sau prevederea unor grinzi de legătură între aceste elemente, în ambele direcţii.

(4) Se recomandă să se evite construcţiile la care, pentru anumite direcţii de acţiune seismică, pot apărea suprasolicitări ale unor elemente verticale şi solicitarea dezavantajoasă a infrastructurilor.

(5) La proiectarea fundaţiilor, forţele transmise de suprastructură sunt cele care corespund mecanismului structural de disipare de energie, dacă proiectarea construcţiei se bazează conceptual pe răspunsul structural în domeniul neliniar.

(6) Alte condiţii şi criterii pentru realizarea sistemului de fundare sunt date în reglementările tehnice privind proiectarea structurilor de fundare directă.

4.4.1.8. Condiţii referitoare la masele construcţiilor

(1) În vederea reducerii efectelor nefavorabile datorate poziţionării neregulate a încărcărilor masice, se va urmări dispunerea cât mai uniformă a încărcărilor gravitaţionale pe planşee, atât în plan, cât şi pe verticală.

(2) În vederea reducerii forţelor de inerţie seismice care acţionează asupra construcţiilor se va urmări realizarea de construcţii cu mase cât mai mici. În acest scop:

- la realizarea componentelor nestructurale (învelitori, termoizolaţii, şape, pereţi de compartimentare şi de închidere, parapete de balcoane, etc.) se vor utiliza cu prioritate materiale uşoare. De asemenea, se va căuta să se reducă grosimea tencuielilor şi a şapelor de egalizare, a straturilor pentru realizarea pantelor şi să se micşoreze greutatea elementelor ornamentale la clădirile la care acestea sunt necesare

- la construcţiile cu regim ridicat de înălţime şi/sau cu mase mari se recomandă utilizarea betoanelor de înaltă rezistenţă în elementele structurale, în special în stâlpi şi în pereţii structurali

- la acoperişurile halelor parter cu deschideri mari (inclusiv elementele luminatoarelor şi ale deflectoarelor) se vor aplica cu prioritate soluţii din materiale uşoare

- în cazul clădirilor cu funcţiuni diferite pe înălţime, se recomandă ca activităţile (funcţiunile) care implică încărcări utile mari să fie plasate la nivelurile inferioare.

4.4.2. Elemente structurale principale şi secundare în preluarea forţelor seismice

(1) Unele elemente structurale pot să nu fie considerate ca făcând parte din sistemul structural care preia forţele seismice şi să fie proiectate ca elemente seismice secundare. Rezistenţa şi rigiditatea acestor elemente la forţe laterale va fi neglijată şi nu este necesar ca ele să satisfacă prevederile speciale date în capitolele 5 – 9.

În schimb, aceste elemente şi legăturile lor cu structura seismică de bază vor fi alcătuite astfel încât să preia încărcările gravitaţionale aferente şi în situaţia deformării laterale produsă de acţiunea seismică cea mai nefavorabilă.

(2) Elementele secundare vor satisface condiţiile din reglementările tehnice pentru structuri realizate din diferite materiale.

(3) Rigiditatea laterală a elementelor secundare, a căror contribuţie la preluarea forţelor seismice este neglijată, nu va fi mai mare de 15% din rigiditatea laterală a structurii.

(4) Elementele care nu sunt considerate secundare se proiectează ca elemente seismice principale, făcând parte din sistemul care preia forţele laterale. Modelarea lor pentru calcul trebuie să satisfacă prevederile capitolului 4, iar dimensionarea şi detalierea acestora vor respecta prevederile specifice din capitolele 5 – 9.

4.4.3. Condiţii pentru evaluarea regularităţii structurale

4.4.3.1. Aspecte generale

(1) În vederea proiectării seismice construcţiile se clasifică în construcţii cu structuri regulate sau neregulate.

(2) Condiţiile pentru caracterizarea construcţiilor ca regulate sunt date în 4.4.3.2 şi 4.4.3.3. Aceste criterii trebuie considerate drept condiţii necesare care trebuie respectate.

(3) În funcţie de tipul construcţiei, regulate sau neregulate, se aleg diferenţiat:

- modelul structural, care poate fi plan sau spaţial

- metoda de calcul structural, care poate fi procedeul simplificat al forţei laterale echivalente (evaluate direct pe baza spectrului de răspuns) sau procedeul de calcul modal

- valoarea factorului de comportare, q, care are valori mai mici în cazul structurilor neregulate, care se alege în conformitate cu indicaţiile din tabelul 4.1 şi 4.4.3.1(5).

(4) Valorile de referinţă ale factorilor de comportare sunt date în capitolele 5–9.

(5) Reducerea valorilor factorilor de comportare pentru a lua în considerare incertitudinile privind comportarea seismică a structurilor neregulate se va stabili în funcţie de tipul acestei neregularităţi, conform tabelului 4.1. În cazul construcţiilor cu neregularitate în elevaţie factorul de comportare, *q,* se reduce cu 20%. Construcţiile cu neregularitate în plan, care nu satisfac condiţiile de la 4.4.3.2, se încadrează în categoria sistemelor flexibile la torsiune.

Tabelul 4.1 Modul de considerare a regularităţii structurale asupra proiectării seismice

Caz	Regularitate		Simplificare de calcul admisă		Factor de comportare
	În plan	În elevaţie	Model	Calcul elastic - liniar	Calcul elastic liniar
1	Da	Da	Plan	* Forţa laterală echivalentă	Valoarea de referinţă
2	Da	Nu	Plan	Modal	Valoare redusă
3	Nu	Da	Spaţial	Modal	Valoarea de referinţă
4	Nu	Nu	Spaţial	Modal	Valoare redusă

* Numai dacă construcţia are o înălţime până la 30 m şi o perioadă a oscilaţiilor proprii T < 1,50 s.

Notă: Indicaţiile din tabelul 4.1 referitoare la alegerea modelului şi a metodei de calcul structural corespund nivelului de calcul minimal admis

4.4.3.2. Criterii pentru regularitatea structurală în plan

(1) Construcţia trebuie să fie aproximativ simetrică în plan în raport cu 2 direcţii ortogonale, din punct de vedere al distribuţiei rigidităţii laterale, al capacităţilor de rezistenţă şi al maselor.

(2) Construcţia are formă compactă, cu contururi regulate. Dacă construcţia prezintă retrageri în plan la un anumit nivel (margini retrase sau colţuri intrânde), clădirea se consideră că prezintă suficientă regularitate dacă aceste retrageri nu afectează rigiditatea în plan a planşeului şi dacă pentru fiecare retragere, aria cuprinsă între conturul planşeului şi înfăşurătoarea poligonală convexă (circumscrisă) a planşeului nu depăşeşte 10% din aria planşeului.

Dacă forma în plan este neregulată, cu discontinuităţi care pot produce eforturi suplimentare semnificative, se recomandă tronsonarea construcţiei prin rosturi seismice, astfel ca pentru fiecare tronson în parte să se ajungă la o formă regulată cu distribuţii avantajoase ale volumelor, maselor şi rigidităţilor.

(3) La clădirile etajate, la nivelurile unde se realizează reduceri de gabarit, acestea se vor realiza pe verticala elementelor portante (stâlpi, pereţi).

Se vor evita, de regulă, rezemările stâlpi pe grinzi, acestea fiind acceptate numai în cazul stâlpilor cu încărcări mici de la ultimele 1 – 2 niveluri ale clădirilor etajate.

(4) Rigiditatea planşeelor în planul lor să fie suficient de mare în comparaţie cu rigiditatea laterală a elementelor structurale verticale, astfel încât deformaţia planşeelor să aibă un efect neglijabil asupra distribuţiei forţelor orizontale între elementele structurale verticale.

(5) O construcţie poate fi considerată regulată, cu o sensibilitate moderată la torsiune de ansamblu, dacă deplasarea maximă înregistrată pe perimetrul construcţiei în combinaţia seismică de proiectare, în direcţia forţei, nu depăşeşte cu mai mult de 35% media deplasărilor maxime şi minime.

Se recomandă ca prin alcătuirea structurii de rezistenţă şi prin modul de distribuire a maselor să se evite cuplarea modurilor de vibraţie torsiune cu cele de translaţie, prin reducerea sensibilă a vibraţiilor la torsiune faţă de cele de translaţie.

4.4.3.3. Criterii pentru regularitatea pe verticală

(1) Sistemul structural se dezvoltă monoton pe verticală, fără variaţii semnificative de la nivelul fundaţiei până la vârful clădirii. Se acceptă retrageri graduale pe înălţimea clădirii dacă acestea nu depăşesc, la oricare nivel, 20% din dimensiunea de la nivelul imediat inferior.

(2) Structura nu prezintă, la nici un nivel, reduceri de rigiditate laterală mai mari de 30% din rigiditatea nivelului imediat superior sau imediat inferior (structura nu are niveluri flexibile).

(3) Structura nu prezintă, la nici un nivel, o rezistenţă laterală mai mică cu mai mult de 20% decât cea a nivelului situat imediat deasupra sau dedesubt (structura nu are niveluri slabe din punct de vedere al rezistenţei laterale).

(4) Dacă dimensiunile elementelor structurale se reduc de la bază către vârful structurii, variaţia rigidităţii şi a rezistenţei laterale trebuie să fie uniformă, fără reduceri bruşte de la un nivel inferior la un nivel superior.

(5) Masele aplicate pe construcţie sunt distribuite uniform. Aceasta înseamnă că la nici un nivel masa aferentă nu este mai mare cu mai mult de 50% decât masele aplicate la nivelurile adiacente. Se exceptează de la această regulă situaţia în care masele suplimentare sunt concentrate la baza structurii.

(6) Structura nu prezintă discontinuităţi pe verticală care să devieze traseul forţelor către fundaţii. Prevederea se referă atât la devierile în acelaşi plan al structurii, cât şi la devierile dintr-un plan în alt plan vertical al construcţiei.

4.4.4. Condiţii pentru alcătuirea planşeelor

4.4.4.1. Generalităţi

(1) Diafragmele orizontale acţionează ca grinzi orizontale, cu proporţii de grinzi pereţi, rezemate în planurile unde se dezvoltă subsistemele structurale verticale (cadre, pereţi). Încărcările lor sunt constituite din forţele de inerţie orizontale asociate greutăţii tuturor elementelor structurale şi componentelor nestructurale, echipamentelor şi, respectiv, fracţiunii cvasipermanente a acţiunilor variabile,, conform prevederilor de la capitolul 3.

(2) Diafragmele se modelează în calcul ca grinzi pereţi sau ca grinzi cu zăbrele.

(3) Diafragmele trebuie să fie capabile să posede suficientă capacitate de rezistenţă, astfel încât să transmită efectele acţiunii seismice la elementele structurii laterale la care sunt conectate, lucrând preponderent în domeniul elastic.

(4) Aspectele specifice ale proiectării planşeelor se referă la

- preluarea eforturilor de întindere din încovoiere
- transmiterea reacţiunilor la reazeme, pereţi sau grinzi de cadru, prin legătura dintre aceste elemente şi placa planşeului
- colectarea încărcărilor aplicate în masa planşeului, în vederea transmiterii lor la elementele verticale
- preluarea forţelor aplicate in planul planseelor prin mecanismele specifice grinzilor pereţi (prin acţiune de arc sau grindă cu zăbrele), inclusiv cu armături transversale de suspendare de zona comprimată a încărcărilor seismice distribuite în masa planşeului.

4.4.4.2. Proiectarea la încovoiere

(1) Întinderile din încovoiere vor fi preluate de elementele de bordare ale planşeului (şi ale panourilor de placă). Aceste elemente, constituite de centurile de la nivelul pereţilor, grinzile (de beton armat, oţel, lemn, după caz) sau armăturile de oţel montate în rosturile zidăriei, vor îndeplini 2 condiţii:

- să fie continue
- să fie conectate adecvat la placa (elementele) planşeului.

Dacă sunt continue, elementele de oţel din placă paralele cu marginea planşeului pot îndeplini, de asemenea, acest rol.

(2) La evaluarea eforturilor din planşeu se va ţine seama de efectele flexibilităţii (rigidităţii) relative a elementelor verticale. Astfel, atunci când planşeele nu pot fi considerate practic infinit rigide, în raport cu componentele structurii laterale, precum şi atunci când rigiditatea planşeelor are valori diferite la diferitele niveluri ale clădirii, se va ţine seama de efectul deformabilităţii lor asupra distribuţiei forţelor laterale pe orizontala şi verticala clădirii.

(3) La colţurile intrânde ale planşeelor de beton armat cu formă neregulată se vor prevedea armături adecvate în vederea limitării dezvoltării, ca lungime şi deschidere, a fisurilor periculoase care pot apărea în aceste zone.

În aceste zone, ca şi la reducerea locală a dimensiunilor în plan ale planşeului, armătura de bordare trebuie continuată suficient de departe de colţ, pentru a asigura angajarea armăturilor curente ale planşeului.

Măsuri cu rol similar vor fi luate şi la planşee realizate din alte materiale.

4.4.4.3. Conectarea planşeelor la elementele structurii laterale

(1) Conectarea planşeelor cu elementele structurii laterale se va dimensiona şi alcătui astfel încât să fie în măsură să transmită reacţiunile (forţele de forfecare) rezultate din acţiunea de diafragmă orizontală. Atunci când aceste forţe sunt excesive, se poate recurge la îngroşarea locală a planşeului.

(2) Această legătură se realizează funcţie de modul concret de alcătuire al planşeului, în corelare cu sistemele de cofrare şi tehnologia de execuţie, prin:

- armături perpendiculare pe interfaţa placă-perete (grindă), adecvat ancorate, la planşeele de beton armat
- legături sudate, buloane, la planşeele metalice
- scoabe, solidarizare prin cuie, buloane, la planşeele din lemn

(3) Elementele de conectare pot servi şi pentru ancorarea (rezemarea) unor pereţi de zidărie sau beton, la forţe normale pe planul acestora.

4.4.4.4. Colectarea forţelor orizontale

(1) Comportarea planşeelor ca grinzi pereţi impune prevederea unor armături de suspendare necesare pentru preluarea eforturilor de întindere din planul plăcii, rezultate din aplicarea distribuită a forţelor seismice orizontale în planşeu.

(2) În vederea reducerii eforturilor tangenţiale la interfaţa dintre planşeu şi elementele structurii laterale, se recomandă prevederea unor “colectori”, elemente

situate în grosimea planşeului care transmit prin suspendare directă încărcările masice. Asemenea elemente de colectare/ suspendare sunt de regulă necesare în situaţiile în care contactul între placă şi structura verticală este întrerupt pe zone extinse, la marginea clădirii sau în vecinătatea unor goluri mari.

4.4.4.5. Măsuri specifice în planşee cu goluri mari

(1) Se va evita prevederea golurilor de circulaţie pe verticală, a golurilor mari pentru instalatii, în zonele în care dimensiunile (lăţimea) diafragmei sunt reduse semnificativ, pentru a evita fracturarea planşeelor astfel slăbite.

(2) În jurul golurilor de dimensiuni mari se vor prevedea elemente de bordare similare cu cele dispuse la marginea planşeului.

În asemenea cazuri, armarea planşeului pentru forţe din planul acestuia trebuie determinată pe scheme de calcul care să ia în considerare slăbirile produse de goluri.

(3) La dispunerea golurilor în planşeu (funcţionale, de instalaţii etc) se vor analiza eventualele efecte ale discontinuităţilor astfel create asupra modului în care sunt transmise forţele orizontale de la planşeu la elementele structurii laterale şi, implicit, asupra modelului de calcul structural.

Prezenţa golurilor suprapuse pe mai multe niveluri poate expune elementele verticale riscului de pierdere a stabilităţii sau la ruperi sub forţe normale pe planul lor.

4.4.5. Clase de importanţă şi de expunere la cutremur şi factori de importanţă

(1) Nivelul de asigurare al construcţiilor se diferenţiază funcţie de clasa de importanţă şi de expunere la cutremur din care acestea fac parte. Importanţa construcţiilor depinde de consecinţele prăbuşirii asupra vieţii oamenilor, de importanţa lor pentru siguranţa publică şi protecţia civilă în perioada imediată de după cutremur şi de consecinţele sociale şi economice ale prăbuşirii sau avarierii grave.

(2) Clasa de importanţă şi de expunere la cutremur este caracterizată de valoarea factorului de importanţă şi de expunere, $\gamma_{I,e}$, conform 2.1(2), denumit în continuare „factor de importanţă”.

(3) În conformitate cu prevederile din codul CR 0*,* Anexa A1, Tabelul A1.1, construcţiile sunt împărţite în clase de importanţă-expunere în funcţie de consecinţele umane şi consecinţele economice ce pot fi provocate de un hazard natural sau/şi antropic major, precum şi de rolul acestora în activităţile de răspuns post-hazard ale societăţii.

(4) Valorile factorului de importanţă pentru acţiunea seismică $\gamma_{Ie,}$ asociat fiecărei clase de importanţă-expunere, sunt indicate în Tabelul 4.2.

(5) Factorul de importanţă $\gamma_{I,e}$=1,0 este asociat cu evenimente seismice având interval de recurenţă de referinţă conform 2.1.

Tabelul 4.2. Valorile factorului de importanţă pentru acţiunea seismică $\gamma_{I,e}$

Clasa de importanţă	Tipuri de clădiri:	$\gamma_{I,e}$
I	Clădiri având funcţiuni esenţiale, pentru care păstrarea integrităţii pe durata cutremurelor este vitală pentru protecţia civilă, cum sunt: (a) Spitale şi alte clădiri din sistemul de sănătate, care sunt dotate cu servicii de urgenţă/ambulanţă şi secţii de chirurgie (b) Staţii de pompieri, sedii ale poliţiei şi jandarmeriei, parcaje supraterane multietajate şi garaje pentru vehicule ale serviciilor de urgenţă de diferite tipuri (c) Staţii de producere şi distribuţie a energiei şi/sau care asigură servicii esenţiale pentru celelalte categorii de clădiri menţionate aici (d) Clădiri care conţin gaze toxice, explozivi şi/sau alte substanţe periculoase (e) Centre de comunicaţii şi/sau de coordonare a situaţiilor de urgenţă (f) Adăposturi pentru situaţii de urgenţă (g) Clădiri cu funcţiuni esenţiale pentru administraţia publică (h) Clădiri cu funcţiuni esenţiale pentru ordinea publică, gestionarea situaţiilor de urgenţă, apărarea şi securitatea naţională; (i) Clădiri care adăpostesc rezervoare de apă şi/sau staţii de pompare esenţiale pentru situaţii de urgenţă şi alte clădiri de aceeaşi natură	1,4
II	Clădiri care prezintă un pericol major pentru siguranţa publică în cazul prăbuşirii sau avarierii grave, cum sunt: (a) Spitale şi alte clădiri din sistemul de sănătate, altele decât cele din clasa I, cu o capacitate de peste 100 persoane în aria totală expusă (b) Şcoli, licee, universităţi sau alte clădiri din sistemul de educaţie, cu o capacitate de peste 250 persoane în aria totală expusă (c) Aziluri de bătrâni, creşe, grădiniţe sau alte spaţii similare de îngrijire a persoanelor (d) Clădiri multietajate de locuit, de birouri şi/sau cu funcţiuni comerciale, cu o capacitate de peste 300 de persoane în aria totală expusă (e) Săli de conferinţe, spectacole sau expoziţii, cu o capacitate de peste 200 de persoane în aria totală expusă, tribune de stadioane sau săli de sport	1,2

	(f) Clădiri din patrimoniul cultural naţional, muzee ş.a. (g) Clădiri parter, inclusiv de tip mall, cu mai mult de 1000 de persoane în aria totală expusă (h) Parcaje supraterane multietajate cu o capacitate mai mare de 500 autovehicule, altele decât cele din clasa I (i) Penitenciare (j) Clădiri a căror întrerupere a funcţiunii poate avea un impact major asupra populaţiei, cum sunt: clădiri care deservesc direct centrale electrice, staţii de tratare, epurare, pompare a apei, staţii de producere şi distribuţie a energiei, centre de telecomunicaţii, altele decât cele din clasa I (k) Clădiri având înălţimea totală supraterană mai mare de 45m şi alte clădiri de aceeaşi natură	
III	Clădiri de tip curent, care nu aparţin celorlalte clase	1,0
IV	Clădiri de mică importanţă pentru siguranţa publică, cu grad redus de ocupare şi/sau de mică importanţă economică, construcţii agricole, construcţii temporare etc.	0,8

Nota: În cazul clădirilor de locuit şi de birouri, gradul de ocupare al ariei totale expuse de refera la un singur tronson în ansamblurile de cladiri similare.

Nota: Numarul de persoane din aria totala expusă se referă la capacitatea proiectată a clădirii.

Nota: Prevederi privind factorii de importanţă utilizaţi la proiectarea componentelor nestructurale se dau în capitolului 10.

(6) Corecţia aplicată prin intermediul factorilor de importanţă este echivalentă cu considerarea, pentru construcţiile de importanţă deosebită, a unui hazard seismic superior celui definit la capitolul 2.

4.5. Calculul structurilor la acţiunea seismică

4.5.1. Generalităţi

(1) Secţiunea cuprinde prevederi pentru evaluarea forţelor seismice şi pentru calculul efectelor structurale (eforturi şi deplasări) generate de aceste forţe. În calculele inginereşti, se vor considera, în functie de modul de manifestare a acţiunii seismice:

- forţe seismice de inerţie generate de mişcarea structurii produsă de acceleraţiile seismice de la interfaţa teren-construcţie;

- forţe seismice transmise de sistemele de rezemare şi de conectare cu structura suport a componentelor nestructurale, echipamentelor şi instalaţiilor.

4.5.2. Modelarea comportării structurale

(1) Pentru determinarea efectelor structurale se utilizează modele de calcul care descriu comportarea structurii la acţiunea seismică. Modelul structural trebuie să reprezinte adecvat configuraţia generală (geometrie, legături, material), distribuţia caracteristicilor inerţiale (mase de nivel, momentele de inerţie ale maselor de nivel raportate la centrul maselor de nivel), a caracteristicilor de rigiditate şi de amortizare, conducând la determinarea corectă a modurilor proprii de vibraţie semnificative, a forţelor seismice şi a caracteristicilor de răspuns seismic. În cazul metodelor de calcul neliniar, modelele trebuie să reprezinte corect capacităţile de rezistenţă şi de deformare ale elementelor în domeniul postelastic.

(2) Structura se schematizează prin sisteme rezistente la acţiuni verticale şi laterale, conectate, sau nu, prin planşee (diafragme orizontale).

(3) Pentru construcţiile care satisfac criterii de regularitate în plan şi de uniformitate pe verticală, calculul seismic liniar se poate realiza considerând două modele plane, definite de elementele verticale şi de legăturile dintre acestea, orientate după direcţiile principale ortogonale ale ansamblului structural.

(4) În modelarea deformabilităţii structurilor trebuie considerată şi comportarea conexiunilor dintre grinzi, stâlpi şi/sau pereţi structurali.

Se vor include în model şi elementele fără rol structural dar care interacţionează cu structura influenţând răspunsul seismic al ansamblului structural,

> Notă: În acest caz se află, de exemplu, pereţii de compartimentare care sporesc semnificativ rigiditatea laterală şi rezistenţa structurilor în cadre.

(5) Pentru reducerea dimensiunii modelului, masa distribuită continuu este concentrată în puncte caracteristice, modelul dinamic obţinut având un număr finit de grade de libertate dinamică. Forţele seismice asociate mişcării structurii sunt acţiuni concentrate aplicate în punctele de concentrare a maselor.

(6) La construcţiile etajate, cu planşee din beton armat indeformabile în planul lor, masele şi momentele de inerţie ale maselor de la fiecare etaj se concentrează la nivelul planşeului, în centrul maselor. Rezultă trei grade de libertate dinamică (două translaţii orizontale şi o rotire în jurul axei verticale) pentru fiecare nivel. În cazul planşeelor flexibile în planul lor (de exemplu, planşee din beton armat cu dimensiuni mari şi goluri importante), acestea vor fi incluse în modelul structural, cu valori corespunzătoare ale rigidităţii şi grade suplimentare de libertate dinamică. În cazul în care între elementele de rezistenţă nu sunt realizate legături care se pot considera indeformabile, masele se vor aplica în nodurile de intersecţie ale elementelor de rezistenţă ale structurii.

(7) Masele se calculează din încărcările gravitaţionale ce rezultă din combinaţiile de incărcări specifice acţiunii seismice conform secţiunii 3.3.

(8) Pentru structurile complexe cu modele de dimensiuni mari se admite utilizarea unor modele dinamice condensate cu dimensiuni reduse. Caracteristicile dinamice şi de rezistenţă echivalente se determină prin tehnici standard de condensare dinamică sau statică.

(9) Pentru structurile clădirilor alcătuite din beton armat, din beton cu armătură rigidă sau din zidărie, la evaluarea rigidităţilor elementelor de rezistenţă se vor considera efectele fisurării betonului, respectiv mortarului. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de

beton armat se poate considera egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secţiunilor nefisurate.

(10) Deformabilitatea fundaţiei şi/sau deformabilitatea terenului trebuie considerate, dacă acestea au o influenţă semnificativă asupra răspunsului structural.

4.5.2.1. Efecte de torsiune accidentală

(1) În cazul construcţiilor cu planşee indeformabile în planul lor, efectele generate de incertitudinile asociate distribuţiei maselor de nivel şi/sau a variaţiei spaţiale a mişcării seismice a terenului se consideră prin introducerea unei excentricităţi accidentale adiţionale. Aceasta se consideră pentru fiecare direcţie de calcul şi pentru fiecare nivel şi se raportează la centrul maselor. Excentricitatea accidentală se calculează cu expresia:

$$e_{ai} = \pm 0{,}05 L_i \qquad (4.1)$$

unde

e_{ai} excentricitatea accidentală a masei de la nivelul i faţă de poziţia calculată a centrului maselor, aplicată pe aceeaşi direcţie la toate nivelurile

L_i dimensiunea planşeului perpendiculară pe direcţia acţiunii seismice.

4.5.3. Metode de calcul structural

4.5.3.1. Generalităţi

(1) În funcţie de caracteristicile structurale şi de importanţa construcţiei se poate utiliza una din următoarele metode de calcul pentru proiectarea curentă:

- metoda forţelor laterale asociate modului de vibraţie fundamental, pentru clădirile care satisfac condiţiile specificate în paragraful 4.4.3,

- metoda calculului modal cu spectre de răspuns, aplicabilă în general tuturor tipurilor de clădiri.

În metoda de calcul cu forţe laterale, caracterul dinamic al acţiunii seismice este reprezentat în mod simplificat prin distribuţii de forţe statice. Pe această bază metoda se mai numeşte si metoda statică echivalentă.

(2) În afara acestor metode de calcul se pot aplica:

- metoda de calcul dinamic liniar

- metoda de calcul static neliniar

- metoda de calcul dinamic neliniar

(3) Metoda de referinţă pentru determinarea efectelor seismice este calculul modal cu spectre de răspuns. Comportarea structurii este reprezentată printr-un model liniar-elastic, iar acţiunea seismică este descrisă prin spectre de răspuns de proiectare.

(4) În metodele de calcul dinamic liniar şi neliniar, acţiunea seismică este reprezentată prin accelerograme înregistrate în diferite condiţii de amplasament şi/sau prin accelerograme artificiale, compatibile cu spectrul de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute. Precizări referitoare la selectarea, calibrarea şi utilizarea accelerogramelor sunt date în capitolul 3.

(5) Metodele de calcul neliniar se pot utiliza dacă se asigură calibrarea corespunzătoare a acţiunii seismice de proiectare, selectarea unui model constitutiv adecvat pentru comportarea neliniară şi interpretarea corectă a rezultatelor obţinute şi verificarea cerinţelor ce trebuie satisfăcute.

(6) Pentru construcţiile care satisfac criterii de regularitate în plan şi de uniformitate pe verticală, calculul seismic liniar se poate realiza considerând două modele plane orientate după direcţiile principale ortogonale ale ansamblului structural.

(7) La construcţiile din clasele de importanţă III şi IV, calculul seismic liniar elastic poate fi realizat pe modele plane, chiar dacă criteriile de regularitate în plan nu sunt satisfăcute, dar sunt îndeplinite următoarele condiţii:

(a) construcţia are compartimentări şi închideri distribuite relativ uniform;

(b) înălţimea construcţiei nu depăşeşte 10 m;

(c) raportul înălţime/lungime nu depaşeşte 0,4;

(d) planşeele orizontale au o rigiditate suficient de mare în raport cu rigiditatea laterală a elementelor verticale de rezistenţă, pentru a fi considerate diafragme indeformabile în planul lor.

(8) Construcţiile care nu satisfac criteriile de mai sus trebuie calculate cu modele structurale spaţiale. În cazul modelelor spaţiale, acţiunea seismică de proiectare trebuie aplicată în lungul tuturor direcţiilor relevante. Caracterul spaţial al acţiunii seismice este definit într-un sistem de referinţă reprezentat prin trei axe ortogonale, una verticală şi două orizontale selectate astfel:

- la construcţiile cu elemente de rezistenţă verticale orientate pe două direcţii ortogonale se consideră direcţiile orizontale respective;

- la celelalte construcţii se aleg direcţiile principale orizontale ale ansamblului structurii de rezistenţă (vezi Anexa C)

4.5.3.2. Metoda forţelor seismice statice echivalente

4.5.3.2.1.Generalităţi

(1) Această metodă se poate aplica la construcţiile care pot fi calculate prin considerarea a două modele plane pe direcţii ortogonale şi al căror răspuns seismic total nu este influenţat semnificativ de modurile proprii superioare de vibraţie. În acest caz, modul propriu fundamental de translaţie are contribuţia predominantă în răspunsul seismic total.

(2) Cerinţele de la paragraful (1) sunt considerate satisfăcute pentru clădirile la care:

a) Perioadele fundamentale corespunzătoare direcţiilor orizontale principale sunt mai mici decât valoarea

$$T \leq 1{,}5\text{s} \qquad (4.2)$$

b) Sunt satisfăcute criteriile de regularitate pe verticală definite la paragraful 4.4.3.3.

4.5.3.2.2.Forţa tăietoare de bază

(1) Forţa tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcţie orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determină după cum urmează:

$$F_b = \gamma_{I,e} S_d(T_1) m\lambda \tag{4.3}$$

unde

$S_d(T_1)$ ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_1 :

T_1 perioada proprie fundamentală de vibraţie a clădirii în planul care conţine direcţia orizontală considerată

m masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i conform notaţiilor din Anexa C

$\gamma_{I,e}$ factorul de importanţă al construcţiei din secţiunea 4.4.5

λ factor de corecţie care ţine seama de contribuţia modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, ale cărui valori sunt

$\lambda = 0,85$ dacă $T_1 \leq T_C$ şi clădirea are mai mult de două niveluri şi

$\lambda = 1,0$ în celelalte situaţii.

(2) Perioada proprie fundamentală T_1 se determină pe baza unor metode de calcul dinamic structural.

(3) Perioada fundamentală poate fi estimată aproximativ cu formulele simplificate specificate pentru diferite categorii de structuri din anexa B.

4.5.3.2.3.Distribuţia forţelor seismice orizontale

(1) Efectele acţiunii seismice se determină prin aplicarea forţelor seismice orizontale asociate nivelurilor cu masele m_i pentru fiecare din cele două modele plane de calcul.

Forţa seismică care acţionează la nivelul *i* se calculează cu relaţia

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{j=1}^{n} m_j s_j} \tag{4.4}$$

unde

F_i forţa seismică orizontală static echivalentă de la nivelul *i*

F_b forţa tăietoare de bază corespunzătoare modului fundamental, determinată cu relaţia (4.3) reprezentând rezultanta forţelor seismice orizontale de nivel.

s_i , s_j componenta formei fundamentale pe direcţia gradului de libertate dinamică de translaţie la nivelul *i* sau *j*

n numărul de niveluri al clădirii

m_i , m_j masa la nivelul *i* sau *j*, determinată conform Anexei C

(2) Forma proprie fundamentală poate fi aproximată printr-o variaţie liniară crescătoare pe înălţime. In acest caz forţele orizontale de nivel sunt date de relaţia

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^{n} m_j z_j} \tag{4.5}$$

unde z_i şi z_j reprezintă înălţimea până la nivelul i şi, respectiv, j măsurată faţă de baza construcţiei considerată in model, iar n este numărul total de niveluri.

(3) Forţele seismice orizontale se aplică sistemelor structurale ca forţe laterale la nivelul fiecărui planşeu considerat indeformabil în planul său.

4.5.3.2.4.Efecte de torsiune

(1) Modelele plane considera aceeasi poziţie pentru centrele de rigiditate si centrele maselor la fiecare nivel. Pentru a considera efectele de torsiune produse de pozitiile diferite ale acestora, precum si efectul unor excentricitati accidentale, calculul pe modelul plan trebuie corectat prin determinarea fortelor seismice de nivel suplimentare care revin subsistemelor plane care alcatuiesc modelul.

(2) Forţele seismice de nivel obţinute pentru modelele plane asociate la două direcţii principale ortogonale se distribuie subsistemelor plane componente din fiecare direcţie conform relaţiei:

- pentru direcţia x de acţiune seismică

$$F_{ix}^{j} = \frac{K_{ix}^{j}}{\sum_{j=1}^{p} K_{ix}^{j}} F_{ix} + \frac{K_{ix}^{j} y_j}{\sum_{j=1}^{p} \left(K_{ix}^{j} y_j^2 + K_{iy}^{j} x_j^2 \right)} F_{ix} e_{iy} \tag{4.6}$$

- pentru direcţia y de acţiune seismică

$$F_{iy}^{j} = \frac{K_{iy}^{j}}{\sum_{j=1}^{p} K_{iy}^{j}} F_{iy} + \frac{K_{iy}^{j} x_j}{\sum_{j=1}^{p} \left(K_{ix}^{j} y_j^2 + K_{iy}^{j} x_j^2 \right)} F_{iy} e_{ix} \tag{4.7}$$

în care,

F_{ix}^{j}, F_{iy}^{j} - forţele seismice la nivelul i în direcţia x, respectiv y, pentru subsistemul plan j

F_{ix}, F_{iy} - forţele seismice la nivelul i în direcţia x, respectiv y, pentru modelul plan general

K_{ix}^{j}, K_{iy}^{j} - rigidităţile relative de nivel ale celor p elemente verticale care intră în componenţa subsistemului plan j asociate direcţiei x, respectiv y, calculate considerând numai deplasările de translaţie ale planşeului indeformabil.

x_j, y_j - distanţe în direcţia x, respectiv y, care definesc poziţia subsistemului plan în raport cu centrul de rigiditate de la nivelul i

e_{ix}, e_{iy} - distanţe în direcţia x, respectiv y, care definesc poziţiile excentrice ale forţelor seismice faţă de centrul de rigiditate:

$$e_{ix} = e_{0ix} \pm e_{1ix}$$

$$e_{iy} = e_{0iy} \pm e_{1iy}$$

unde,

e_{0ix}, e_{0iy} - distanţe în direcţia *x*, respectiv *y*, dintre centrele de masă şi de rigiditate la nivelul *i*

e_{1ix}, e_{1iy} - excentricităţile accidentale în direcţia *x*, respectiv *y*, la nivelul *i*, calculate conform paragrafului 4.5.2.1.

În relaţiile de mai sus s-au neglijat rigidităţile axiale şi de torsiune ale elementelor de rezistenţă verticale.

4.5.3.3. Metoda de calcul modal cu spectre de raspuns

4.5.3.3.1.Generalităţi

(1) În metoda de calcul modal, acţiunea seismică se evaluează pe baza spectrelor de răspuns corespunzătoare mişcărilor de translaţie unidirecţionale ale terenului descrise prin accelerograme.

(2) Acţiunea seismică orizontală este descrisă prin două componente orizontale evaluate pe baza aceluiaşi spectru de răspuns de proiectare. Componenta verticală a acţiunii seismice este caracterizată prin spectrul de răspuns vertical.

(3) Această metodă de calcul se aplică clădirilor care nu îndeplinesc condiţiile specificate pentru utilizarea metodei simplificate cu forţe laterale static echivalente. Pentru construcţiile care satisfac criteriile de regularitate în plan şi criteriile de uniformitate verticală, calculul se poate realiza utilizând doua modele structurale plane corespunzătoare direcţiilor principale orizontale ortogonale.

(4) Clădirile care nu satisfac criteriile de mai sus se vor calcula cu modele spaţiale.

(5) La utilizarea unui model spaţial, acţiunea seismică se va aplica pe direcţiile orizontale relevante şi pe direcţiile principale ortogonale. Pentru clădirile cu elemente de rezistenţă amplasate pe două direcţii perpendiculare, acestea pot fi considerate ca direcţii relevante. În general, direcţiile principale corespund direcţiei forţei tăietoare de bază asociată modului fundamental de vibraţie de translaţie şi normalei pe această direcţie.

(6) Structurile cu comportare liniară sunt caracterizate de modurile proprii de vibraţie (perioade proprii, forme proprii de vibraţie, mase modale efective, factori de participare a maselor modale efective). Acestea se determină prin metode de calcul dinamic, utilizând caracteristicile dinamice inerţiale şi de deformabilitate ale sistemelor structurale rezistente la acţiunea seismică.

(7) În calcul se vor considera modurile proprii cu o contribuţie semnificativă la răspunsul seismic total.

(8) Condiţia din paragraful (7) de mai sus este îndeplinită dacă:

- suma maselor modale efective pentru modurile proprii considerate reprezintă cel puţin 90% din masa totală a structurii,

- au fost considerate în calcul toate modurile proprii cu masă modală efectivă mai mare de 5% din masa totală.

(9) Forţa tăietoare de bază $F_{b,k}$ aplicată pe direcţia de acţiune a mişcării seismice în modul propiu de vibraţie k este

$$F_{b,k} = \gamma_{I,e} S_d(T_k)\, m_k \tag{4.8}$$

unde

m_k masa modală efectivă asociată modului propriu de vibraţie *k* şi se determină cu relaţia

$$m_k = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n} m_i s_{i,k}\right)^2}{\sum_{i=1}^{n} m_i s_{i,k}^2} \tag{4.9}$$

unde

m_i masa de nivel

T_k perioada proprie în modul propriu de vibraţie k

$s_{i,k}$ componenta vectorului propriu în modul de vibraţie k pe direcţia gradului de libertate dinamică de translaţie la nivelul *i*

Suma tuturor maselor modale efective (pentru fiecare direcţiie principală şi toate modurile de vibraţie) este egală cu masa structurii.

(10) În cazul modelelor spaţiale, condiţia (8) de mai sus se va verifica pentru fiecare direcţie de calcul. În anexa C se prezintă detalii privind calculul modal cu considerarea comportării spaţiale.

(11) În cazul în care condiţiile paragrafului (8) nu pot fi satisfăcute (spre exemplu, la clădirile cu o contribuţie semnificativă a modurilor de torsiune), numărul minim *r* de moduri proprii ce trebuie incluse într-un calcul spaţial trebuie să satisfacă următoarele condiţii:

$$\begin{aligned} r &\geq 3\sqrt{n} \\ T_r &\leq 0{,}05 T_c \end{aligned} \tag{4.10}$$

unde

r numărul minim de moduri proprii care trebuie considerate

n numărul de niveluri deasupra secţiunii de încastrare considerată pentru suprastructură

T_r perioada proprie de vibraţie a ultimului mod de vibraţie considerat r

4.5.3.3.2.Combinarea răspunsurilor modale

(1) Răspunsurile modale pentru două moduri proprii de vibraţie consecutive, *k* si *k+1* sunt considerate independente dacă perioadele proprii de vibraţie T_k şi T_{k+1} (în care $T_{k+1} \leq T_k$) satisfac următoarea condiţie

$$T_{k+1} \leq 0{,}9T_k \tag{4.11}$$

Pentru răspunsurile modale maxime, independente între ele, efectul total maxim se obţine cu relaţia de compunere modală

$$E_E = \sqrt{\sum E_{E,k}^2} \tag{4.12}$$

în care

E_E efectul acţiunii seismice (efort în secţiune, deplasare)

$E_{E,k}$ efectul acţiunii seismice în modul k de vibraţie

(2) În cazul în care condiţia de la paragraful (1) nu este satisfăcută, se vor considera alte reguli de suprapunere a maximelor modale (spre exemplu, combinarea pătratică completă, sumarea algebrică a răspunsurilor modale succesive etc.).

4.5.3.3.3.Efectele torsiunii accidentale

(1) În cazul în care pentru obţinerea răspunsului seismic se utilizează un model spaţial, efectul de torsiune produs de o excentricitate accidentală se poate considera prin introducerea la fiecare nivel a unui moment de torsiune

$$M_{ai} = F_i e_{ai} \tag{4.13}$$

în care

M_{ai} moment de torsiune aplicat la nivelul i în jurul axei sale verticale

e_{ai} excentricitate accidentală a masei de la nivelul i conform relaţiei (4.1)

F_i forţa seismică static echivalentă orizontală aplicată la nivelul i

Momentul de torsiune se va calcula pentru toate direcţiile şi sensurile considerate în calcul.

4.5.3.4. Metoda de calcul dinamic liniar

(1) Răspunsul seismic liniar în timp se obţine prin integrarea directă a ecuaţiilor diferenţiale de mişcare care exprimă echilibrul dinamic instantaneu pe direcţiile gradelor de libertate dinamică considerate în model.

(2) Mişcarea seismică a terenului este caracterizată prin accelerograme discretizate în timp, reprezentative pentru acţiunea seismică de proiectare şi condiţiile locale de amplasament.

(3) În calculul dinamic liniar se va considera un număr suficient de accelerograme pentru fiecare direcţie. Dacă nu se dispune de accelerograme înregistrate în amplasament sau acestea sunt insuficiente, se pot utiliza accelerograme artificiale conform prevederilor din paragraful 3.1.2.

(4) Valorile de proiectare se obţin din răspunsul structural prin considerarea tuturor situaţiilor la diferite momente de timp, corectate cu factorul de comportare q, in care cel puţin un efect (efort, deplasare) este maxim.

4.5.3.5. Metode de calcul neliniar

4.5.3.5.1.Generalităţi

(1) Modelul folosit pentru calculul liniar elastic va fi completat prin introducerea parametrilor de comportare postelastică (eforturi capabile plastice, curbe sau suprafete de interacţiune, deformaţii ultime etc.).

(2) O condiţie minimă este folosirea curbelor biliniare efort-deformaţie la nivel de element. Pentru elementele ductile, care pot avea incursiuni în domeniul postelastic, rigiditatea elastică va fi rigiditatea secantă în punctul de curgere. Se pot considera modele ideal elasto-plastice. Se pot utiliza şi relaţii triliniare, care iau în considerare şi rigidităţile în stadiile de dinainte şi după fisurare ale elementelor de beton sau zidărie. Se pot realiza modele de calcul în care comportarea neliniară a materialului este descrisă prin legi constitutive şi criterii de curgere sau de cedare mai apropiate de comportarea reală.

(3) La alegerea modelului de comportare se va ţine seama de posibilitatea degradării rezistenţei şi mai ales a rigidităţii, situaţie întâlnită, de exemplu, în cazul elementelor de beton şi al pereţilor de zidărie.

(4) Dacă nu se fac alte precizări, proprietăţile elementelor se vor determina pe baza valorilor medii ale rezistenţelor materialelor utilizate.

(5) Modelul de calcul va include acţiunea încărcărilor permanente, constante în timp şi acţiunea seismică, variabilă în timp. Nu se acceptă formarea de articulaţii plastice din acţiunea independentă a încărcărilor permanente.

(6) La determinarea relaţiilor efort-deformaţie pentru elementele structurale se va ţine seama de forţele axiale provenite din încărcările permanente. Pentru elementele verticale se pot neglija momentele încovoietoare provenite din încărcările permanente, dacă acestea nu influenţează semnificativ comportarea de ansamblu a structurii.

(7) În vederea obţinerii celor mai defavorabile efecte, acţiunea seismică se va aplica în sens pozitiv şi negativ.

4.5.3.5.2. Calculul static neliniar (biografic)

4.5.3.5.2.1. Generalităţi

(1) Calculul biografic este un calcul static neliniar în care încărcările permanente sunt constante, în timp ce încărcările orizontale cresc monoton. Se poate aplica la clădirile noi şi la cele existente, în următoarele scopuri:

a) pentru stabilirea sau corectarea valorilor raportului dintre forţa tăietoare de bază asociată mecanismului de cedare şi forţa tăietoare de bază asociată formării primei articulaţii plastice (raportul α_u / α_1 estimat in sectiunea 5.2.2.2).

b) pentru evaluarea răspunsului seismic al structurilor complexe/importante.

c) pentru stabilirea mecanismelor plastice posibile şi a distribuţiei degradărilor

d) pentru evaluarea siguranţei faţă de prăbuşire a structurii

e) ca alternativă de proiectare faţă de un calcul elastic-liniar cu forţe seismice care foloseşte factorul de comportare q. În acest caz, calculul se va raporta la deplasarea ultimă admisă.

(2) Pentru clădirile care nu îndeplinesc condiţiile de regularitate de la paragrafele 4.4.3.2 şi 4.4.3.3 se va utiliza un model de calcul spaţial.

(3) Pentru clădirile care îndeplinesc condiţiile de regularitate de la paragrafele 4.4.3.2 şi 4.4.3.3 se poate face un calcul plan folosind două modele, câte unul pentru fiecare direcţie orizontală principală.

(4) Pentru clădirile de zidărie de înălţime mică, la care comportarea structurală este dominată de forfecare, fiecare nivel poate fi calculat independent.

(5) Cerinţele de la punctul (4) se consideră îndeplinite dacă numărul etajelor este mai mic sau egal cu 3 şi dacă, la fiecare nivel pereţii structurali au raportul înălţime/lăţime mai mic decât 1.

4.5.3.5.2.2. Incărcări laterale

(1) Se vor aplica cel puţin două tipuri de distribuţie pe verticală a încărcărilor laterale:

- o distribuţie uniformă, cu forţe laterale proporţionale cu masa indiferent de înălţimea cladirii (acceleraţie de răspuns uniformă), în scopul evaluării forţelor tăietoare maxime
- o distribuţie "modală", în care forţele seismice laterale convenţionale sunt determinate prin calcul elastic (conform 4.5.3.2 sau 4.5.3.3), în scopul determinării momentelor încovoietoare maxime

(2) Încărcările laterale se vor aplica în punctele în care se concentrează masele in model. Se va considera excentricitatea accidentală conform relaţiei (4.1)

4.5.3.5.2.3 Curba de răspuns

(1) Relaţia dintre forţa tăietoare de bază şi deplasarea de referinţă (curba de răspuns) se determină prin calcul biografic pentru valori ale deplasării de referinţă până la 1,5 din deplasarea ultimă, definită conform 4.5.3.5.2.6.

(2) Deplasarea de referinţă poate fi luată în centrul maselor situat la nivelul acoperişului clădirii.

4.5.3.5.2.4 Factorul de suprarezistenţă α_u/α_1

(1) Raportul (α_u/α_1) se determină prin calcul biografic pentru cele două tipuri de distribuţie a încărcării laterale prezentate în paragraful (1) de la sectiunea 4.5.3.5.2.2. La evaluarea forţei seismice de bază se va alege valoarea minimă a raportului.

4.5.3.5.2.5 Mecanismul de plastificare

(1) Mecanismul de cedare prin articulaţii plastice se va determina pentru ambele distribuţii ale forţelor laterale. Mecanismele de cedare trebuie să fie în acord cu mecanismele pe care se bazează factorul de comportare q folosit in proiectare.

> Notă: Procedeul de determinare al curbei de răspuns prin calcul static neliniar este prezentat in Anexa D.

4.5.3.5.2.6. Deplasarea ultimă

(1) Deplasarea ultimă este cerinţa seismică de deplasare derivată din spectrele de răspuns inelastic în funcţie de deplasarea sistemului cu un grad de libertate echivalent.

În absenţa unor spectre inelastice de deplasare, se pot aplica metode aproximative bazate pe spectrul de răspuns elastic conform cu Anexa E.

4.5.3.5.2.7 Evaluarea efectelor torsiunii

(1) Calculul biografic efectuat pe structuri plane, poate subestima semnificativ deformaţiile pe latura rigidă/puternică a unei structuri flexibile la torsiune (structura la care primul mod de vibraţie este predominant de torsiune). Acest lucru este valabil şi pentru structurile în care modul al doilea de vibraţie este predominant de torsiune. În aceste cazuri, deplasările pe latura rigidă/puternică trebuie majorate în comparaţie cu cele obţinute printr-un calcul plan în care nu se consideră efectele torsiunii.

> Notă: Latura rigidă/puternică în plan este aceea în care se dezvoltă deplasări orizontale mai mici decât latura opusă sub acţiunea forţelor laterale paralele cu ea.

(2) Cerinţa de mai sus, în mod simplificat, se consideră satisfăcută atunci cînd factorul de amplificare aplicat deplasărilor de pe latura rigidă/puternică se bazează pe rezultatele din calculul elastic modal al modelului spaţial.

(3) Dacă pentru calculul structurilor regulate în plan se folosesc două modele plane, efectele din torsiune se estimează conform 4.5.3.2.4 sau 4.5.3.3.3.

4.5.3.5.3.Calculul dinamic neliniar

(1) Răspunsul în timp al structurii poate fi obţinut prin integrarea directă a ecuaţiilor diferenţiale de mişcare, folosind acelerogramele definite în capitolul 3 pentru reprezentarea mişcării terenului.

(2) Modelele de element conform 4.5.3.5.1 (2)-(4)trebuie să fie suplimentate cu reguli care să descrie comportarea elementului sub cicluri de încărcare-descărcare postelastică. Aceste reguli trebuie să reproducă realist disiparea de energie în element în limita amplitudinilor deplasărilor aşteptate la seismul de proiectare considerat.

(3) Dacă răspunsul este obţinut din calculul dinamic neliniar, la cel puţin 7 mişcări ale terenului compatibile cu spectrul de răspuns elastic pentru acceleraţii conform capitolului 3, în verificări (deplasări, deformaţii) se va folosi media valorilor de răspuns din toate aceste calcule ca efect al acţiunii E_d. Dacă nu se realizează 7 calcule dinamice neliniare, pentru E_d se va alege cea mai defavorabilă valoare de răspuns din calculele efectuate.

4.5.3.6. Combinarea efectelor componentelor acţiunii seismice

4.5.3.6.1.Componentele orizontale ale acţiunii seismice

(1) În calcul, se va considera acţiunea simultană a componentelor orizontale ale acţiunii seismice.

(2) Combinaţia efectelor componentelor orizontale ale acţiunii seismice poate fi realizată astfel:

a) Se evaluează separat răspunsul structural pentru fiecare direcţie de acţiune seismică, folosind regulile de combinare pentru răspunsurile modale date în 4.5.3.3.2.

b) Valoarea maximă a efectului acţiunii seismice reprezentată prin acţiunea simultană a două componente orizontale ortogonale, se obţine cu regula de combinare probalistică exprimată prin radical din suma pătratelor valorilor

efectului asupra structurii, obţinut conform punctului (a) de mai sus, a fiecarei componente orizontale.

c) Regula (b) de mai sus estimează în spiritul siguranţei valorile probabile ale efectelor altor directii de acţiune seismică.

(3) Ca o alternativă la punctele b) şi c) din paragraful (2) de mai sus, efectele acţiunii datorate combinaţiei componentelor orizontale ale acţiunii seismice se pot calcula folosind combinaţiile de mai jos:

$$E_{Edx} \text{"+"} 0{,}30\, E_{Edy} \tag{4.14}$$

$$0{,}30\, E_{Edx} \text{"+"} E_{Edy} \tag{4.15}$$

unde

"+" înseamnă "a se combina cu",

E_{Edx} reprezintă efectele acţiunii datorate aplicării mişcării seismice pe direcţia axei orizontale x alese pentru structură,

E_{Edy} reprezintă efectele acţiunii datorate aplicării mişcării seismice pe direcţia axei orizontale y, perpendiculară pe axa x a structurii.

(4) Semnul fiecărei componente în combinaţiile de mai sus se va lua astfel încât efectul acţiunii considerate să fie defavorabil.

(5) Când se realizează un calcul dinamic liniar sau neliniar pe un model spaţial al structurii, acesta va fi acţionat simultan de accelerograme distincte pe ambele direcţii orizontale.

(6) Pentru clădiri care satisfac criteriile de regularitate în plan şi la care pereţii sau sistemele independente de contravântuire verticală în plane asociate celor două direcţii orizontale principale sunt singurele elemente care preiau efectele mişcării seismice, se poate considera acţiunea separată a cutremurului în cele două direcţii orizontale principale fără a se face combinaţiile din paragrafele (2) şi (3) de mai sus.

(7) În cazul în care sistemul structural al clădirii diferă în planele verticale care conţin cele două direcţii orizontale principale, se pot considera factori de comportare q diferiţi.

4.5.3.6.2.Componenta verticală a acţiunii seismice

(1) Se va ţine cont de componenta verticală a acţiunii seismice, aşa cum a fost definită în capitolul 3, în situaţiile de rezemare indirectă (stâlpi pe grinzi) si la console cu deschidere mare şi la alte elemente structurale cu sensibilitate la oscilaţii verticale.

(2) Efectele componentei verticale a acţiunii seismice se pot determina prin calculul unui model parţial al structurii, care să conţină acele elemente pe care se consideră că acţionează componenta verticală (cum ar fi cele enunţate la paragraful anterior) şi în care să se ţină seama de rigiditatea elementelor adiacente.

(3) Efectele componentei verticale trebuie luate în considerare numai pentru elementele pe care aceasta acţionează şi pentru elementele sau substructurile care constituie reazemele lor.

(4) Dacă pentru aceste elemente sunt importante şi componentele orizontale ale acţiunii seismice, atunci se pot aplica regulile (2) de la paragraful 4.5.3.6.1, extinse la

cele trei componente ale acţiunii seismice. Alternativ, pentru calculul efectelor acţiunii seismice se pot folosi toate combinaţiile de mai jos:

$$0{,}30\,E_{Edx}\text{"+"}\,0{,}30\,E_{Edy}\text{"+"}\,E_{Edz} \tag{4.16}$$

$$E_{Edx}\text{"+"}\,0{,}30\,E_{Edy}\text{"+"}\,0{,}30\,E_{Edz} \tag{4.17}$$

$$0{,}30\,E_{Edx}\text{"+"}\,E_{Edy}\text{"+"}\,0{,}30\,E_{Edz} \tag{4.18}$$

unde

"+" înseamna "a se combina cu",

E_{Edx} şi E_{Edy} vezi 4.5.3.6.1 (3)

E_{Edz} reprezintă efectele acţiunii datorate aplicării componentei verticale a acţiunii seismice de proiectare aşa cum a fost definită în capitolul 3.

4.5.4. Calculul deformaţiilor

(1) Calculul deformaţiilor (deplasărilor laterale) este necesar pentru verificări la ambele stări limită (vezi 2.2.1 (2)).

(2) Calculul deplasărilor laterale pentru SLS se face cu relaţia

$$d_s = \upsilon\, q\, d_e \tag{4.19}$$

unde,

d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acţiunii seismice corespunzătoare SLS

d_e deplasarea aceluiaşi punct din sistemul structural, determinată prin calcul static elastic sub acţiunea seismică de proiectare, conform spectrelor de proiectare din capitolul 3, ţinând seama şi de efectul torsiunii accidentale

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5-9) utilizat la calculul valorii de proiectare a forţei seismice

υ factor de reducere care ţine seama de intervalul de recurenţă al acţiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS (vezi 2.1 si 2.2); valorile υ sunt date în Anexa E.

(3) Calculul deplasărilor laterale pentru ULS se face cu relaţia

$$d_s = c\, q\, d_e \tag{4.20}$$

unde,

d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acţiunii seismice corespunzătoare ULS

c factor supraunitar care ţine seama de faptul că în răspunsul seismic inelastic deplasările sunt superioare celor din răspunsul elastic în cazul structurilor cu perioada de oscilaţie mai mică decât T_c; valoarea factorului c este dată în Anexa E

q, d_e semnificaţie similară cu cea de la (4.19)

(4) Valorile de proiectare ale rigidităţii elementelor de beton armat se determină pe baza prevederilor de la 4.5.2(9) şi din Anexa E;

(5) Valorile deplasărilor d_s pentru SLS şi ULS se pot obţine şi din calculul dinamic liniar, respectiv, neliniar al structurii.

4.6. Verificarea siguranţei

4.6.1. Generalităţi

(1) Obţinerea siguranţei se realizează prin verificarea condiţiilor specifice stărilor limită relevante şi prin respectarea măsurilor specifice menţionate la 2.2.4

4.6.2. Starea limită ultimă

4.6.2.1. Aspecte generale

(1) Cerinţele structurale asociate stării limite ultime se consideră realizate dacă sunt îndeplinite condiţiile locale si de ansamblu privind rezistenţa, ductilitatea si stabilitatea.

4.6.2.2. Condiţia de rezistenţă

(1) Pentru toate elementele structurale şi nestructurale se va respecta relaţia:

$$E_d \le R_d \tag{4.21}$$

exprimată în termeni de rezistenţă, unde:

E_d valoarea de proiectare a efortului secţional (vezi 3.3) în combinaţia seismică de proiectare, tinând seama şi de efectele de ordinul 2, atunci când acestea sunt semnificative

R_d valoarea corespunzătoare a efortului capabil, calculată cu valorile de proiectare ale rezistenţelor materialelor, pe baza modelelor mecanice specifice tipului de element structural, conform capitolelor 5 - 9 şi codurilor specifice diferitelor materiale

(2) Efectele de ordinul doi pot fi considerate nesemnificative dacă la toate nivelurile este îndeplinită condiţia:

$$\theta = \frac{P_{tot}\, d_r}{V_{tot}\, h} \le 0{,}10 \tag{4.22}$$

unde:

θ coeficientul de sensibilitate al deplasării relative de nivel

P_{tot} încărcarea verticală totală la nivelul considerat şi de la cele de deasupra, în ipoteza de calcul seismic

d_r deplasarea relativă de nivel, determinată ca diferenţa între deplasările laterale medii de la partea superioară şi cele de la cea inferioară a nivelului considerat, calculate conform 4.5.4(3)

V_{tot} forţa tăietoare totală de etaj

h înălţimea etajului

(3) Dacă $0,1 < \theta \leq 0,2$, efectele de ordinul 2 pot fi luate în considerare în mod aproximativ, multiplicând valorile de calcul ale eforturilor cu factorul $1/(1- \theta)$.

(4) Dacă $0,2 < \theta < 0,3$, determinarea valorilor eforturilor secţionale se face pe baza unui calcul structural cu considerarea echilibrului pe poziţia deformată a structurii (printr-un calcul neliniar, conform 4.5.3.5, care să țină cont și de efectele ordinul 2)

(5) Nu se admit valori $\theta \geq 0,3$

(6) Dacă eforturile de calcul E_d sunt obţinute prin metode de calcul neliniar (utilizând valori medii ale rezistenţelor), verificarea de la paragraful (1) se exprimă numai în termeni de forţă pentru elementele cu comportare fragilă, utilizând factori parţiali de siguranţă adecvaţi materialului din care este realizată structura. Eforturile la care se verifică aceste elemente sunt cele asociate mecanismului structural de disipare de energie pe o schemă cu momentele capabile aplicate în articulațiile plastice. În zonele disipative, proiectate ca zone ductile şi pentru ansamblul structurii, relaţia (4.21) se exprimă suplimentar și în termeni de deformaţii (deplasări) reprezentând o condiție de ductilitate.

4.6.2.3. Condiţii de ductilitate de ansamblu şi locală

(1) Structura în ansamblu şi elementele structurale implicate în mecanismul structural de disipare al energiei seismice, asociat tipului de structură şi factorului de comportare specific, trebuie să prezinte ductilitate adecvată.

(2) În acest scop se vor respecta condiţiile date în capitolele 5-9, specifice diferitelor materiale structurale, privind impunerea unor mecanisme favorabile de disipare a energiei şi înzestrarea zonelor disipative cu suficientă capacitate de deformaţie în domeniul postelastic

(3) Prin dimensionarea adecvată a rezistenţei elementelor structurale la clădirile multietajate se va evita manifestarea unor mecanisme de disipare de energie de tip nivel slab, la care să se concentreze cerinţe excesive de ductilitate

(4) Impunerea mecanismului de plastificare dorit se realizează practic prin dimensionarea capacităţilor de rezistenţă în zonele selectate pentru a avea un răspuns seismic elastic la valori de momente suficient de mari. Modul în care se stabilesc valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare se prezintă la capitolele 5–9, funcţie de tipul de structură şi natura materialului din care este alcătuită structura clădirii

(5) Verificarea capacității de deformare (ductilității) elementelor structurale și a structurii în ansamblu se efectuează în termeni de deplasări pe baza unei relații similare cu relația (4.21), comparând cerințele de deformare cu capacitatea. Verificarea se poate face conform prevederilor Anexei E.

(6) Legăturile între elementele structurale, de exemplu nodurile structurilor tip cadru, conectorii dintre elementele realizate din materiale diferite sau din betoane cu vârste diferite, şi planşeele vor fi proiectate la eforturi de calcul suficient de mari, astfel încât să se asigure că răspunsul seismic al acestor elemente nu depăşeşte limitele stadiului elastic.

(7) Pentru a satisface condiţiile de la (5), planşeele vor fi proiectate la forţele care le revin în condiţiile instalării mecanismului global de plastificare.

4.6.2.4. Condiţii de stabilitate

(1) Structura în ansamblu, diferitele părţi de structură sau elementele structurale trebuie să fie stabile geometric. În acest scop se adoptă forme şi dimensiuni potrivite şi se efectuează verificarea prin metode de calcul pertinente a comportării structurale în combinaţia seismică de proiectare, conform CR0.

(2) Structura de ansamblu trebuie să prezinte stabilitate la răsturnare şi la lunecare, prin adoptarea unui sistem de fundare adecvat caracteristicilor structurale ale terenului.

4.6.2.5. Rezistenţa fundaţiilor

(1) Sistemul fundaţiilor va fi verificat în acord cu prevederile reglementărilor tehnice aplicabile, în vigoare, privind proiectarea fundatiilor de suprafaţă.

(2) La dimensionarea fundaţiilor, efectele acţiunii suprastructurii în combinaţia de încărcări care include acţiunea seismică trebuie să corespundă mecanismului de plastificare asociat tipului de structură. Se vor considera şi efectele suprarezistenţei elementelor structurale.

(3) În cazul în care suprastructura este proiectată pentru clasa de ductilitate joasă, efectele acţiunii asupra sistemului de fundare sunt forţele de legătură cu suprastructura în situaţia de proiectare seismică.

(4) În cazul fundaţiilor elementelor verticale individuale (stâlpi, pereţi), condiţia de la paragraful (2) se poate considera satisfăcută dacă efectele acţiunilor E_{Fd} asupra fundaţiei se determină după cum urmează:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd}\, \Omega\, E_{F,E} \qquad (4.23)$$

în care:

$E_{F,G}$ efortul secţional din încărcările neseismice incluse în combinaţia de acţiuni considerate în calculul la cutremur

$E_{F,E}$ efortul secţional din încărcările seismice de proiectare

γ_{Rd} factorul de suprarezistenţă, egal cu 1,0, pentru $q \leq 3$, şi 1,15 în celelalte cazuri

Ω valoarea $(R_{di}/E_{di}) \leq q$ în zona disipativă a elementului i al structurii care are influenţa cea mai mare asupra efortului E_F considerat

R_{di} rezistenţa (efortul capabil) elementului i

E_{di} valoarea de proiectare a efortului în elementul i corespunzătoare acţiunii seismice de proiectare

(5) Raportul Ω se calculează astfel:

- în cazul fundaţiilor de stâlpi şi pereţi, Ω se determină ca valoare a raportului momentelor M_{Rd}/M_{Ed} în secţiunea transversală de la bază, unde se poate forma articulaţia plastică

- în cazul fundaţiilor stâlpilor cadrelor cu contravântuiri centrice, Ω este valoarea minimă a raportului forţelor axiale N_{Rd}/N_{Ed} determinate pentru toate diagonalele întinse

- în cazul fundaţiilor stâlpilor cu contravântuiri excentrice, valoarea Ω se ia cea mai mică dintre valoarea minimă a rapoartelor V_{Rd} / V_{Ed} calculate pentru toate linkurile scurte şi valoarea minimă a rapoartelor M_{Rd} /M_{Ed} stabilite pentru toate zonele disipative prin eforturi de încovoiere.

(6) În cazul în care sistemul fundaţiilor este comun mai multor elemente verticale (grinzi de fundare, radieri, infrastructuri) la care suprarezistenţa secţiunilor din calculul structural la situaţia de proiectare seismică este relativ uniformă şi moderată (orientativ $\Omega \leq 1,5$), se poate aplica relaţia :

$$E_{Fd} = E_{F,G} + 1,5\ E_{F,E} \qquad (4.24)$$

4.6.2.6. Condiţii de deplasare laterală

(1) Verificarea structurii la starea limită ultimă trebuie să aibă în vedere şi limitarea deplasărilor laterale pentru:

- limitarea degradărilor structurale, în vederea asigurării unei marje de siguranţă suficiente faţă de deplasarea laterală care produce prăbuşirea
- evitarea prăbuşirii unor elemente nestructurale care ar putea pune în pericol vieţile oamenilor
- limitarea efectelor de ordinul 2, care dacă sunt excesive pot duce la pierderea stabilităţii structurilor
- evitarea sau limitarea efectelor coliziunii între clădirile vecine, în situaţiile în care dimensiunile rosturilor seismice nu pot fi oricât de mari.

(2) Verificările deplasărilor laterale prevăzute la (1) nu sunt necesare pentru construcţiile amplasate în zonele seismice caracterizate de valori $a_g \leq 0,10$g.

(3) Verificarea deplasărilor laterale se efectuează conform procedeului dat în Anexa E, unde sunt precizate modul de evaluare al cerinţelor de deplasare (deformaţie) şi valorile admise ale deplasărilor de nivel (deformaţiilor).

4.6.2.7. Rosturi seismice

(1) Rosturile seismice se prevăd cu scopul de a separa între ele corpuri de construcţie cu caracteristici dinamice diferite pentru a le permite să oscileze independent sub acţiunea mişcărilor seismice, sau pentru a limita efectele eventualelor coliziuni, la un nivel situat sub capacitatea de rezistenţă a acestor clădiri.

(2) În cazul în care rosturile separă tronsoane cu caracteristici dinamice şi constructive similare, acestea pot avea dimensiuni stabilite din condiţia de rost de dilataţie – contracţie.

(3) În cazul în care corpurile de clădire învecinate:

- au caracteristici dinamice (mase, înălţimi, rigidităţi) foarte diferite;
- au rezistenţe laterale foarte diferite (de exemplu, când o construcţie nouă este plasată în vecinătatea unei construcţii vechi cu vulnerabilitate seismică înaltă);
- au unul faţă de celălalt poziţii excentrice (planurile principale verticale ale structurilor perpendiculare pe rost sunt relativ distanţate);
- au planşeele decalate pe verticală

lăţimea rostului se dimensionează punând condiţia ca în timpul cutremurului tronsoanele separate prin rost să nu se afecteze prin coliziune atunci când acestea ar oscila defazat;

(4) Lăţimea necesară, Δ, a rostului seismic, în condiţiile precizate la (3), se determină cu relaţia :

$$\Delta \geq \sqrt{d_{1,\max}^2 + d_{2,\max}^2} \tag{4.25}$$

(5) în care $d_{1,\max}, d_{2,\max}$ sunt deplasările maxime ale celor două unităţi structurale independente sub acţiunea încărcărilor seismice de proiectare, corespunzătoare stării limită ultime, determinate la cota vârfului construcţiei cu înălţimea mai mică: Valorile deplasărilor se calculează în conformitate cu Anexa E.

(6) Se admite să se adopte rosturi de dimensiuni inferioare valorilor obţinute prin aplicarea relaţiei (4.25)dacă:

(a) forţele de impact rezultate dintr-un calcul dinamic sunt luate în considerare la dimensionarea celor două tronsoane;

(b) în rosturi se poziţionează dispozitive de amortizare (tampoane, resorturi, etc.) cu caracteristici şi poziţii determinate printr-un calcul dinamic adecvat.

(7) La alegerea poziţiei rosturilor se va urmări ca tronsoanele de la extremităţile clădirii, care suportă şocul maxim să aibă, în raport cu tronsoanele intermediare, o masă sporită (inclusiv prin prevederea unui număr suplimentar de travei) şi/sau o capacitate de rezistenţă superioară pentru a limita efectele negative suplimentare în aceste corpuri de clădire.

(8) Dimensiunile rosturilor stabilite conform alineatelor (4) şi (5) sunt valabile şi pentru elementele de finisaj.

(9) În cazurile în care se adoptă elemente de mascare a rostului, acestea vor fi astfel alese încât să nu aibă o influenţă semnificativă asupra oscilaţiilor corpurilor de clădire învecinată, iar în cazul degradării elementelor de mascare să nu existe riscul de desprindere şi cădere a unor piese care să pericliteze vieţile oamenilor sau unele componente importante ale construcţiilor.

4.6.3. Starea limită de serviciu

4.6.3.1. Generalităţi

(1) Cerinţa de limitare a degradărilor asociate stării limită de serviciu se consideră satisfăcută dacă sub acţiuni seismice având o probabilitate mai mare de manifestare decât acţiunea seismică folosită în cazul verificării la starea limită ultimă (conform 2.1) deplasările relative de nivel se încadrează în limitele date la 4.6.3.2.

(2) În cazul clădirilor cu importanţă pentru protecţia civilă sau conţinând echipamente sensibile pot fi necesare verificări suplimentare pentru starea limită de serviciu, aceste cerinţe fiind prevăzute în reglementări speciale.

4.6.3.2. Limitarea deplasării relative de nivel

(1) Dacă în secţiunile 5–9 nu se dau prevederi specifice diferite, verificarea deplasărilor laterale se efectuează conform procedeului dat în Anexa E, unde sunt

precizate modul de evaluare al cerinţelor de deplasare şi valorile admise ale deplasărilor de nivel.

4.7. Sinteza metodelor de proiectare

(1) În funcţie de importanţa construcţiei şi, mai general, în funcţie de exigenţele impuse în ceea ce priveşte performanţa seismică a acesteia, procesul de proiectare poate fi organizat în două variante de metode de proiectare, metoda de proiectare curentă şi metoda de proiectare de nivel superior.

(2) Cele două metode diferă în esenţă prin modul indirect, implicit, în cazul metodei curente, şi direct, explicit, în cazul metodei de nivel superior, în care este considerat în calcul caracterul neliniar al răspunsului seismic. Funcţie de caracteristicile structurii şi de precizia necesară a rezultatelor calculului structural, se pot folosi, după caz, procedee de calcul structural statice sau dinamice, pe modele plane sau spaţiale.

(3) Metoda curentă cu caracter minimal este metoda obligatorie. Aceasta se bazează pe metode de calcul structural în domeniul elastic.

(4) Impunerea prin proiectare a mecanismului de plastificare (de disipare de energie) dorit se face printr-o ierarhizare adecvată a capacităţii de rezistenţă a elementelor structurale (metoda „proiectării capacităţii de rezistenţă"). In acest scop, valorile efectelor acţiunilor rezultate din calculul structural în situaţia de proiectare seismică sunt modificate după anumite reguli precizate în Cod pentru structuri executate din diferite materiale (capitolele 5-9)

(5) Pentru a satisface condiţiile de ductilitate, de ansamblu sau locale, trebuie respectate unele reguli de dimensionare (de exemplu, prin limitarea zonelor comprimate la elementele structurilor de beton armat) şi/sau de alcătuire constructivă (de exemplu, prin prevederea unei armături transversale minime).

(6) La determinarea forţelor sesimice de proiectare, se pot adopta şi valori mai mari ale factorului de comportare decât cele prevăzute în capitolele 5-9 pentru fiecare tip de sistem structural, dacă prin metoda de calcul de nivel superior se poate dovedi că structura poate prelua cerinţele de deplasare de proiectare, în condiţiile respectării exigenţelor de performanţă asociate stării limită ultime.

(7) Condiţiile de control al deplasărilor laterale la starea limită ultimă implică evaluarea cerinţelor de deplasare pe baza valorilor deplasărilor furnizate de calculul structural elastic sub încărcările de proiectare. Acestea se amplifică prin coeficienţi supraunitari, funcţie de rezistenţa cu care este înzestrată structura şi de caracteristicile de oscilaţie (perioada vibraţiilor proprii) ale acesteia, pentru a evalua, într-o manieră aproximativă, valorile efective ale deplasărilor seismice neliniare. Cerinţele urmează să fie inferioare valorilor admisibile ale deplasărilor.

Deplasările (deformatele) asociate stării limită de serviciu se limitează la valorile admise pentru această stare limită.

(8) Metoda de nivel superior se bazează pe utilizarea metodelor de calcul neliniar, static sau dinamic.

Ca urmare, metoda se aplică, ca metodă de verificare, unor structuri complet dimensionate prin aplicarea metodei curente. Caracteristicile de rezistenţă şi de

deformaţie ale elementelor se determină pe baza valorilor medii ale rezistenţelor materialelor.

(9) Mecanismul de plastificare la acţiuni seismice este pus în evidenţă explicit, în mod aproximativ, în cazul aplicării metodei de calcul static neliniar (de tip biografic), sau riguros, în cazul aplicării metodei de calcul dinamic neliniar.

(10) Metoda de calcul dinamic neliniar furnizează cerinţele de deplasare şi de ductilitate corespunzătoare accelerogramelor utilizate. Capacitatea de deformare se stabileşte separat, individual pentru fiecare element esenţial pentru stabilitatea clădirii.

(11) Metoda de calcul static neliniar permite evaluarea capacităţilor de deformare. Cerinţele de deplasare laterală sau de ductilitate se stabilesc separat din spectrele răspunsului seismic inelastic, sau cu metodele aproximative date în Cod.

5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE BETON

5.1. Generalităţi

5.1.1. Obiect şi domeniu de aplicare

(1) Acest capitol se referă la proiectarea în zone seismice a clădirilor şi a altor construcţii cu structuri similare acestora, definite la 1.1, cu structura din beton armat, numite în continuare construcţii de beton.

(2) Documentele normative de referinţă pentru proiectarea construcţiilor de beton la alte acţiuni decât cele seismice sunt standardele din seria SR EN 1992-1-1. Prevederile date în continuare completează prevederile acestor documente normative de referinţă pentru cazul proiectării la acţiuni seismice.

(3) Documentele normative complementare prezentului capitol sunt indicate în capitolul 1.5.

5.1.2. Definiţii

(1) Termenii specifici prezentului capitol, pentru zone, elemente şi sisteme structurale, se definesc după cum urmează:

- Zonă critică (zonă disipativă): zonă a unui element structural principal unde apar cele mai nefavorabile combinaţii de eforturi (M, N, V, T) şi unde pot să apară deformaţii plastice. Lungimea zonelor critice este precizată în articolele relevante ale prezentului capitol.

- Grindă: Element structural solicitat preponderent de încărcări transversale, la care la care efortul axial mediu normalizat este mai mic decât 0,1

$$\nu_d \leq 0{,}1 \tag{5.1}$$

Eforturile de compresiune sunt considerate pozitive.

- Stâlp: element structural care susţine încărcări gravitaţionale preponderent prin compresiune axială, la care efortul axial mediu de compresiune normalizat, ν_d, este mai mare decât 0,1.

- Perete (perete structural): element structural vertical care susţine alte elemente, la care raportul dimensiunilor laturilor secţiunii transversale $l_w / b_w \geq 4$.

- Perete ductil: perete cu rotirea împiedicată la bază, dimensionat şi alcătuit pentru a disipa energie prin deformaţii de încovoiere în zona critică de la baza lui.

- Perete scurt: perete la care deschiderea de forţă tăietoare normalizată este mai mică decât 2 şi influenţa forţei tăietoare asupra comportării este preponderentă. Încadrarea în această categorie a pereţilor se poate face simplificat şi cu relaţiile de la 5.2.2.2(4).

- Perete cuplat: element structural alcătuit din doi sau mai mulţi pereţi (montanţi), conectaţi într-un mod regulat prin grinzi ductile (grinzi de cuplare) capabile să preia prin efect indirect cel puţin 30% din momentul de răsturnare la bază.

Notă: Atât stâlpii, cât şi pereţii, pot fi supuşi la eforturi axiale de întindere în anumite situaţii de încărcare a structurii.

- Sistem structural tip pereţi: sistem structural în care pereţii verticali, cuplaţi sau nu, preiau majoritatea încărcărilor verticale şi orizontale, contribuţia acestora la preluarea forţelor tăietoare la baza clădirii depăşind 65% din forţa tăietoare de bază

- Sistem structural tip cadru: sistem structural în care încărcările verticale cât şi cele orizontale sunt preluate în principal de cadre spaţiale a căror contribuţie la preluarea forţei tăietoare la baza clădirii depăşeşte 65% din forţa tăietoare de bază

Notă: Structurile alcătuite din stâlpi şi planşee fără grinzi nu sunt considerate cadre spaţiale şi nu se încadrează în această categorie.

- Sistem structural dual: sistem structural în care încărcările verticale sunt preluate în principal de cadre spaţiale, în timp ce încărcările laterale sunt preluate parţial de sistemul în cadre şi parţial de pereţi structurali, individuali sau cuplaţi. Sistemul poate avea două variante de realizare:

- **Sistem dual cu pereţi predominanţi**: sistem dual în care contribuţia pereţilor la preluarea forţei tăietoare, la baza clădirii, depăşeşte 50% din forţa tăietoare de bază
- **Sistem dual cu cadre predominante**: sistem dual în care contribuţia cadrelor la preluarea forţei tăietoare, la baza clădirii, depăşeşte 50% din forţa tăietoare de bază

- Sistem flexibil la torsiune: sistemele fară rigiditate suficientă la torsiune de ansamblu conform (4.4.1.5), de exemplu, sisteme structurale constând din cadre flexibile combinate cu pereţi concentraţi în zona din centrul clădirii (sistem cu nucleu central dezvoltat pe o suprafaţă relativ mică).

- Sistem tip pendul inversat: Sistem în care peste 50% din masă este concentrată în treimea superioară a structurii sau la care disiparea de energie se realizează în principal la baza unui singur element al clădirii.

Notă: Un exemplu de sistem tip pendul inversat este cel al halelor parter, cu planşeul de la acoperiş flexibil la acţiuni în planul său, la care stâlpii în consolă răspund independent unul faţă de celălalt la acţiunea seismică. Structurile parter cu stâlpii în consolă, la care efortul axial mediu de compresiune normalizat este mai mic decât 0,25, cu extremităţile superioare conectate prin intermediul unui planşeu cu comportare de diafragmă orizontală, se încadrează într-o categorie separată.

- Nod: Zona de legătura dintre stâlpii şi grinzile structurilor tip cadru, inclusă între secţiunile transversale de la limita acestor elemente:

- **Nod interior:** nodul în care intră două grinzi în direcţia de calcul şi două grinzi în direcţie transversală
- **Nod de capăt:** nodul în care intră o singură grindă în direcţia de calcul
- **Nod exterior:** nodul în care intră cel mult o grindă transversală direcţiei de calcul

5.2. Principii de proiectare

5.2.1. Capacitatea de disipare de energie. Clase de ductilitate

(1) Proiectarea seismică a construcţiilor de beton armat va asigura o capacitate adecvată de disipare de energie în regim de solicitare ciclică, fără o reducere semnificativă a rezistenţei la forţe orizontale şi verticale. În acest scop se vor respecta cerinţele şi condiţiile date în capitolul 2.

(2) Aplicarea prevederilor din prezentul cod pentru construcţii de beton asigură acestora, cu un grad înalt de încredere, o capacitate substanţială de deformare în domeniul postelastic, distribuită în numeroase zone ale structurii, şi evitarea cedărilor de tip fragil.

(3) Structurile pentru clădiri proiectate în conformitate cu (2) se împart în două clase de ductilitate, clasa ductilitate înaltă (DCH) şi clasa de ductilitate medie (DCM), în funcţie de capacitatea de disipare a energiei şi de rezistenţa la forţe laterale. Structurile proiectate pentru DCH au ductilitate de ansamblu şi locală superioară celor proiectate pentru DCM. Pentru a reduce cerinţele de ductilitate, structurile din clasa de ductilitate medie vor fi dotate cu o capacitate de rezistenţă superioară structurilor din prima clasă.

În general, structurile din zonele cu seismicitate înaltă ($a_g \geq 0{,}3g$) se vor proiecta pentru clasa de ductilitate înaltă şi pot suporta, în principiu, fără pericol de colaps, cutremure mai puternice decât cutremurele de proiectare în amplasament.

(4) În anumite situaţii, structurile de clădiri se pot proiecta pentru o capacitate minimala de disipare a energiei seismice prin deformatii plastice (de ductilitate), cu o creştere corespunzătoare a capacităţii de rezistenţă la forţe laterale. Aceste structuri vor respecta, în principal, regulile de proiectare generale pentru construcţii de beton armat din SR EN 1992-1-1, împreună cu prevederile suplimentare specifice acestei clase date în prezentul capitol. Clădirile astfel proiectate fac parte din clasa de ductilitate joasă (DCL).

Se poate opta pentru o asemenea concepţie de proiectare numai la construcţiile amplasate în zone cu valori ale acceleraţiei de proiectare $a_g \leq 0{,}10g$.

(5) Pentru cele trei clase de ductilitate se adoptă coeficienţi de comportare q diferiţi, conform tabelului 5.1.

5.2.2. Tipuri de structuri şi factori de comportare

5.2.2.1. Tipuri de structuri

(1) Clădirile din beton pot fi clasificate într-unul din următoarele tipuri, corespunzător comportării estimate sub încărcări seismice orizontale (vezi 5.1.2):

(a) Sistem structural tip cadru;

(b) Sistem structural dual (cu pereţi predominanţi sau cu cadre predominante);

(c) Sistem structural tip pereţi;

(d) Sistem structural tip pendul inversat;

(e) Sistem structural flexibil la torsiune;

(2) Cu excepţia sistemelor structurale flexibile la torsiune, construcţiile de beton pot fi încadrate în sisteme structurale diferite în cele două direcţii principale.

(3) Sistemele (a), (b) şi (c) trebuie să fie înzestrate cu o rigiditate minimă la torsiune astfel încât să îndeplinească condiţia de la 4.4.3.2 (5). În caz contrar, aceste sisteme se încadrează în categoria construcţiilor flexibile la torsiune.

5.2.2.2. Factori de comportare pentru acţiuni seismice orizontale

(1) Valorile maxime ale factorului de comportare q, care intră în expresia spectrului de proiectare sunt date în Tabelul 5.1, în funcţie de capacitatea de disipare specifică tipului de structură.

(2) α_u / α_1 introduce influenţa unora dintre factorii cărora li se datorează suprarezistenţa structurii, în special a redundanţei construcţiei.

α_u / α_1 se poate determina din calculul static neliniar ca valoare a raportului între forţa laterală capabilă a structurii (atinsă când s-a format un număr suficient de articulaţii plastice pentru a aduce structura în pragul situaţiei de mecanism cinematic) şi forţa laterală corespunzătoare atingerii capacităţii de rezistenţă în primul element al structurii (apariţiei primei articulaţii plastice).

Valoarea raportului α_u / α_1 se limitează superior la 1,6.

Tabelul 5.1 Valorile factorului de comportare q pentru acţiuni seismice orizontale

Tipul de structură	q		
	DCH	DCM	DCL
Structură tip cadru, structură cu pereţi zvelti cuplaţi sau structură duală	$5\ \alpha_u/\alpha_1$	$3{,}5\ \alpha_u/\alpha_1$	2,0*
Structură cu pereţi (necuplaţi)	$4k_w\ \alpha_u/\alpha_1$	$3k_w\ \alpha_u/\alpha_1$	2,0
Structură flexibilă la torsiune	3,0	2,0	1,5
Structură tip pendul inversat	2,5	2,0	1,5
Structură parter cu stâlpii în consolă, conectaţi la partea superioară prin planşee cu comportare de diafragmă orizontală , având $\nu_d \leq 0{,}25$	3,5	3,0	2,0

* dacă $\nu_d \leq 0{,}75$ in toti stâlpii. În caz contrar q=1,5.

(3) Pentru cazurile obişnuite, se pot adopta următoarele valori aproximative ale raportului α_u/α_1:

(a) Pentru cadre sau pentru structuri duale cu cadre preponderente:

- clădiri cu un nivel: $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}15$;
- clădiri cu mai multe niveluri şi cu o singură deschidere: $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}25$;
- clădiri cu mai multe niveluri şi mai multe deschideri: $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}35$;

(b) Pentru sisteme cu pereţi structurali şi sisteme duale cu pereţi preponderenţi:

- structuri cu numai doi pereţi în fiecare direcţie: $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}00$;
- structuri cu mai mulţi pereţi: $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}15$;
- structuri cu pereţi cuplaţi şi structuri duale cu pereţi preponderenţi $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}25$

(4) În cazul structurilor cu pereţi la care raportul laturilor h_{wi}/l_{wi} nu diferă semnificativ de la un perete la altul, efectul proporţiilor pereţilor asupra capacităţii de deformare a acestora poate fi descris prin intermediul factorului k_w.

$$\begin{aligned} k_w &= 1 && \text{dacă } \alpha_0 \geq 2 \text{ (pereţi zvelţi)} \\ k_w &= (1+\alpha_0)/3 && \text{dacă } \alpha_0 < 2 \text{ (pereţi scurţi: } 0{,}5 \leq k_w \leq 1) \end{aligned} \tag{5.2}$$

(5) unde α_0 se poate calcula simplificat pentru structură, în ansamblu, cu relaţia:

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} \Big/ \sum l_{wi} \tag{5.3}$$

în care h_{wi} şi l_{wi} reprezintă înălţimea fiecărui perete i şi lungimea secţiunii acestuia.

Nota: Factorul k_w se aplică şi în cazul pereţilor scurţi cuplaţi

(6) În cazul clădirilor neregulate, valorile q din tabelul 5.1 se reduc conform 4.4.3.1.

(7) În cazul în care structura prezintă regularitate completă şi se pot asigura condiţii de execuţie perfect controlate, factorul q poate lua valori sporite cu până la 20%.

5.2.3. Cerinţe de proiectare

5.2.3.1. Generalităţi

(1) Prevederile prezentei secţiuni se aplică structurilor laterale ale construcţiilor prevăzute la 5.1.1(1), executate din beton monolit, prefabricat sau parţial monolit – parţial prefabricat, fără precomprimare.

(2) La proiectarea seismică a structurilor de beton armat, prevederile date în prezenta secţiune vor fi considerate împreună cu prevederile specifice celorlalte coduri care reglementează proiectarea construcţiilor de beton armat (vezi 5.1.1 (2) şi (3)).

5.2.3.2. Condiţii de rezistenţă locală

(1) Acţiunea seismică, implicând incursiuni în domeniul postelastic, nu trebuie să producă reduceri semnificative ale capacităţii de rezistenţă.

(2) Se admite că cerinţa de rezistenţă într-o anumită secţiune este satisfăcută dacă valoarea de proiectare a capacităţii de rezistenţă, determinată pe baza documentelor normative de referinţă (SR EN 1992-1-1 si CR 2-1-1.1), este mai mare, şi la limită egală, cu valoarea de proiectare a efortului maxim din secţiunea considerată, conform relaţiei (4.23).

5.2.3.3. Condiţii de ductilitate globală şi locală

5.2.3.3.1.Mecanismul structural de disipare de energie

(1) Proiectarea seismică are ca principal obiectiv dezvoltarea unui mecanism de plastificare favorabil (vezi paragraful 4.6.2.3.). Acest obiectiv se consideră îndeplinit dacă sunt satisfăcute condiţiile (2)...(6):

(2) La structurile tip cadre etajate, deformaţiile plastice apar, în mod obişnuit, în zonele de la extremităţile grinzilor şi în zonele de la baza stâlpilor, imediat deasupra secţiunii teoretice de încastrare.

(3) În cazul structurilor cu pereţi, deformaţiile plastice se dezvoltă în grinzile de cuplare (atunci când acestea există) şi în zonele de la baza pereţilor.

(4) Nodurile (zonele de legătură între elementele verticale şi orizontale) şi planşeele sunt solicitate numai în domeniul elastic.

(5) Zonele critice (cu potenţial disipativ) sunt distribuite relativ uniform în întreaga structură, cu cerinţe de ductilitate reduse, evitându-se concentrarea deformaţiilor plastice în câteva zone relativ slabe (de exemplu, în stâlpii unui anumit nivel).

(6) Dimensionarea şi alcătuirea elementelor structurale va urmări evitarea unor ruperi cu caracter neductil sau fragil.

(7) Verificarea formării mecanismului favorabil de plastificare se poate realiza utilizând calculul dinamic neliniar cu accelerograme înregistrate sau artificiale compatibile cu spectrul de răspuns elastic al acceleraţiilor şi, în mod aproximativ, prin calcul static neliniar.

(8) Pentru structuri obişnuite, cînd verificarea formării mecanismului de plastificare favorabil nu se face prin calcul neliniar, elementele se dimensionează la eforturi determinate în acord cu metoda proiectării la capacitate. Valorile de proiectare ale efectelor acţiunilor se determină din condiţii de echilibru considerând formarea zonelor plastice conform configuraţiei mecanismului favorabil de plastificare şi mobilizarea suprarezistenţelor în zonele plastice. În acest fel, zonele pentru care se urmăreşte impunerea unui răspuns elastic capătă o asigurare suplimentară la încovoiere faţă de zonele critice (disipative), iar ruperile cu caracter fragil sunt evitate.

(9) Deplasările laterale asociate cerinţelor de ductilitate vor fi suficient de reduse pentru a nu apărea pericolul pierderii stabilităţii sau pentru a nu spori excesiv efectele de ordinul 2.

(10) Regulile de proiectare date în capitolul 5 se adresează, în principal, zonelor critice (potenţial cu comportare postelastică la acţiunea cutremurelor puternice). În afara zonelor critice se aplică regulile de proiectare din SR EN 1992-1-1.

(11) La structurile de clădiri proiectate pentru clasa de ductilitate joasă, nu este necesară aplicarea regulilor asociate metodei de proiectare la capacitate. În aceste cazuri se vor adopta regulile de proiectare pentru structurile de beton armat date în SR EN 1992-1-1 şi prevederile suplimentare date în prezentul Cod la 5.5.

5.2.3.3.2. Cerinţe de ductilitate locală

(1) În vederea obţinerii capacităţii necesare de ductilitate de ansamblu, zonele critice, definite în continuare în secţiunile relevante ale capitolului, trebuie înzestrate cu o capacitate înaltă de rotire plastică.

(2) Cerinţele de rotire de bară în elementele structurale pot fi evaluate pe două căi:

- prin calcul dinamic neliniar, care furnizează direct cerinţele de rotire în zonele critice.
- în mod aproximativ, prin evaluarea cerinţelor de rotire sub acţiunea seismică de proiectare, în conformitate cu prevederile Anexei E.

(3) În cazul utilizării calculului neliniar pentru determinarea cerinţelor, evaluarea capacităţii de rotire în zonele critice ale elementelor structurale se face potrivit prevederilor P 100-3. În cazul utilizării procedeului aproximativ de determinarea a cerinţei, verificarea ductilităţii se face conform prevederilor Anexei E.

5.2.3.3.3.Valorile de proiectare ale eforturilor de încovoiere

(1) În vederea impunerii mecanismului structural de disipare de energie care să îndeplinească cerinţele date la (5.2.3.3.1), la fiecare nod grindă – stâlp al structurilor tip cadru şi al structurilor duale cu cadre predominante va fi îndeplinită următoarea condiţie:

$$\sum M_{Rc} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \qquad (5.4)$$

în care:

$\sum M_{Rc}$ suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intră în nod, în secţiunile învecinate nodului; se consideră valorile minime corespunzătoare variaţiei posibile a forţelor axiale în combinaţia seismică de proiectare

$\sum M_{Rb}$ suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile în grinzile care intră în nod, în secţiunile învecinate nodului;

γ_{Rd} factorul de suprarezistenţă datorat efectului de consolidare al oţelului, care se va considera 1,3 pentru clasa de ductilitate înaltă (DCH) şi 1,2 pentru clasa de ductilitate medie (DCM).

(2) Expresia (5.4) va fi îndeplinită în cele 2 planuri principale de încovoiere. Se consideră ambele sensuri ale acţiunii momentelor din grinzi în jurul nodului (orar şi antiorar), sensul momentelor din stâlp fiind opus totdeauna momentelor din grinzi. Dacă structura tip cadru este dezvoltată numai într-una din direcţii, satisfacerea relaţiei (5.4) va fi verificată numai pentru acea direcţie.

(3) Nu este necesară verificarea relaţiei (5.4) la :

- construcţii cu un nivel;
- capătul superior al stâlpilor de la ultimul nivel al construcţiilor etajate;
- primul nivel al clădirilor cu 2 niveluri, dacă valoarea normalizată a forţei axiale în combinaţia seismică de proiectare este mai mică decât 0,3 în fiecare stâlp.

(4) Alternativ, în locul verificarii condiţiei (5.4) la fiecare nod în parte, se poate aplica la fiecare nivel, următoarea condiţie globală, pentru fiecare grindă:

$$\sum M_{Rc} \geq 1{,}20 \gamma_{Rd} \sum M_{Rb} \qquad (5.5)$$

în care,

$\sum M_{Rb}$ suma momentelor capabile ale grinzilor în secţiunile situate de o parte şi de alta a nodurilor, corespunzătoare sensului considerat al acţiunii seismice, pentru o grindă în ansamblu la un anumit nivel

$\sum M_{Rc}$ suma valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor care intersectează grinda considerată, corespunzătoare sensului considerat al acţiunii seismice, în secţiunile din vecinătatea nodurilor; se consideră valorile minime, corespunzătoare variaţiei posibile a forţelor axiale în combinaţia seismică de proiectare

γ_{Rd} definit la (1)

(5) În cazul structurilor cu pereţi, impunerea formării articulaţiei plastice la baza pereţilor se va face prin adoptarea diagramei înfăşurătoare de momente de proiectare din Figura 5.1 care ia în considerare incertitudinile legate de distribuţia eforturilor în răspunsul inelastic. Dacă peretele este solicitat la încovoiere în principal ca efect al acţiunilor seismice orizontale ($M_{g,0}<0.15M_{Ed,0}'$), valorile de proiectare ale momentelor, în afara zonei critice, se pot determina cu:

$$M_{Ed} = k_M \Omega M'_{Ed} \leq M_{Rd,0} \tag{5.6}$$

$$\Omega = \frac{M_{Rd,0}}{M'_{Ed,0}} \tag{5.7}$$

în care,

M_{Ed} valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare

M'_{Ed} momentele încovoietoare rezultate din calculul structural sub acţiunea seismică de proiectare

$M'_{Ed,0}$ momentele încovoietoare rezultate din calculul structural sub acţiunea seismică de proiectare, la baza peretelui

$M_{g,0}$ momentul încovoietor rezultat din calculul structural sub încărcările gravitaţionale corespunzătoare combinaţiei seismice de proiectare, la baza peretelui

$M_{Rd,0}$ valoarea de proiectare a momentului încovoietor capabil la baza peretelui, corespunzătoare sensului considerat al acţiunii seismice, determinată considerând valoarea forţei axiale corespunzătoare formării mecanismului de plastificare, incluzând şi efectul acţiunilor gravitaţionale.

k_M factor care ia în considerare incertitudinile legate de distribuţia reală eforturilor corespunzătoare răspunsului dinamic în domeniu plastic, a cărei valoare se stabileşte funcţie de clasa de ductilitate a structurii:

$k_M = 1{,}30$ pentru DCH

$k_M = 1{,}15$ pentru DCM

$k_M = 1{,}00$ pentru DCL

Relaţiile (5.6) şi (5.7) se aplică pentru fiecare sens de acţiune a forţelor orizontale.

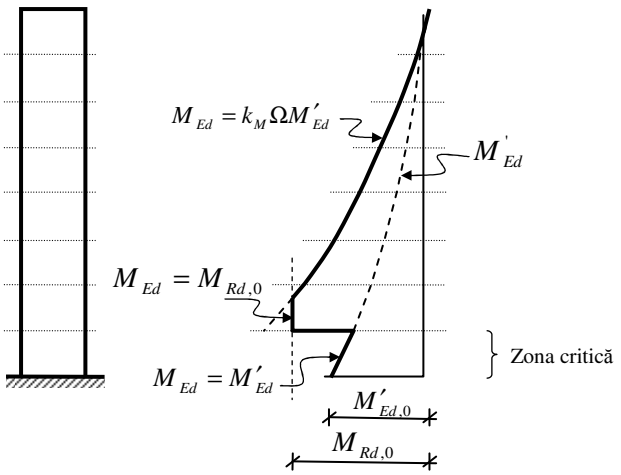


Figura 5.1.

Nota. În cazul în care ponderea momentului încovoietor din încărcările gravitaţionale $M_{g,0}$ nu este neglijabilă ($M_{g,0}$>*0.15*$M_{Ed,0}$'), în relatia (5.7) $M_{Rd,0}$ se înlocuieşte cu $M_{Rd,0} \pm M_{g,0}$. Semnul „+" corespunde situatiei in care valorile $M_{Ed,0}$' şi $M_{g,0}$ au semne contrare, iar semnul „-" situaţiei în care valorile celor două momente au acelaşi semn. Pentru determinarea valorilor de proiectare ale momentelor, conform relaţiei (5.6), produsul $k_M \Omega M'_{Ed}$ se adună cu momentul din încărcările gravitaţionale, M_g.

Notă: Prevederi suplimentare pentru determinarea valorilor de proiectare ale momentelor încovoietoare, M_{Ed}, în pereţi, inclusiv in peretii cuplati, sunt date în CR 2-1-1.1.

(6) În cazul structurilor cu pereţi, eforturile rezultate din calculul structural sub forţa seismică de proiectare (momentele încovoietoare şi, în consecinţă, forţele tăietoare) se pot redistribui între elementele verticale ale structurii în limita a 30%, iar între elementele orizontale în limita a 20%, pe baza capacităţii înalte de deformare plastică realizată prin aplicarea măsurilor prevăzute în Cod.

În urma redistribuţiei, valorile însumate ale eforturilor nu trebuie să fie inferioare celor obţinute din calculul structural sub forţele seismice de proiectare.

5.2.3.3.4.Evitarea ruperilor cu caracter neductil

(1) Prin modul de dimensionare şi de alcătuire a elementelor structurale de beton armat se vor evita ruperile premature, cu caracter neductil, care pot împiedica mobilizarea mecanismului proiectat de disipare a energiei. Asigurarea faţă de aceste tipuri de rupere va fi superioară în raport cu cea faţă de cedarea la moment încovoietor, cu sau fără forţă axială. În acest scop trebuie împiedicate:

- ruperile în secţiuni înclinate datorate acţiunii forţei tăietoare;
- dislocările produse de forţa de lunecare în lungul unor planuri prefisurate, ca, de exemplu, rosturile de lucru la elemente monolite sau rosturile dintre elementele prefabricate şi suprabetonare;
- pierderea ancorajului armăturilor sau ruperea înnădirilor armăturilor de oţel
- ruperile zonelor întinse, armate sub nivelul corespunzător eforturilor de fisurare ale secţiunilor.

(2) Valorile de proiectare ale forţelor tăietoare şi forţelor de lunecare vor fi cele asociate mecanismului de plastificare structural incluzând eventualele efecte de

suprarezistenţă, precum şi, acolo unde este semnificativ, sporul datorat manifestării modurilor superioare de vibraţie pe structura plastificată. Prevederi pentru evaluarea forţelor tăietoare de proiectare în elementele structurilor cu pereţi sunt date în prescripţiile de calcul specifice acestor construcţii (CR 2-1-1.1).

(3) În anumite situaţii, ca, de exemplu, la grinzile de cadru care conlucrează cu zone ample de planşeu, momentul de fisurare poate avea o valoare superioară momentului capabil, ipoteză care trebuie luată în considerare la evaluarea forţei tăietoare de dimensionare a armăturilor transversale.

(4) Pentru evitarea ruperilor zonelor întinse, se vor prevedea cantităţi de armătură suficiente, care vor respecta cantităţile minime din prescripţiile de calcul specifice construcţiilor de beton armat (SR EN 1992-1-1 şi CR 2-1-1.1, etc.).

5.2.3.4. Măsuri pentru asigurarea ductilităţii

(1) În vederea obţinerii unei ductilităţi de ansamblu substanţiale, prin dimensionarea şi alcătuirea elementelor structurale de beton armat, se va asigura o capacitate înaltă şi stabilă de disipare a energiei în zonele critice ale acestora, fără reducerea semnificativă a rigidităţii şi/sau a rezistenţei.

(2) Acest obiectiv se consideră realizat dacă sunt satisfăcute următoarele condiţii:

(a) Zonele comprimate ale secţiunilor elementelor de beton armat supuse la încovoiere, cu sau fără forţă axială, la starea limită ultimă au o dezvoltare limitată, funcţie de natura elementului şi a solicitării acestuia. Prevederi concrete referitoare la aceste condiţii se dau în continuare diferenţiat, funcţie de tipul elementelor, în secţiunile relevante ale capitolului. În cazul pereţilor structurali se admite condiţia echivalentă a limitării efortului unitar mediu de compresiune în secţiune conform CR2-1-1.1.

(b) Flambajul barelor de oţel comprimate în zonele plastice potenţiale este împiedicat prin prevederea de etrieri şi agrafe la distanţe suficient de mici, conform prevederilor date în secţiunile 5.3 şi 5.4.

(c) Proprietăţile betonului şi oţelului sunt favorabile sub aspectul realizării unei ductilităţi locale suficient de mari. Astfel:

- betonul trebuie să aibă o rezistenţă suficientă la compresiune şi o capacitate de deformare suficientă; condiţiile privind clasele minime de beton date la 5.3 şi 5.4.pentru clasele de ductilitate înaltă şi medie asigură, implicit, această exigenţă.
- oţelul folosit în zonele critice ale elementelor seismice principale trebuie să posede alungiri plastice substanţiale; acestea sunt asigurate de oţelurile de clasă B şi C, în funcţie de cerinţele de ductilitate, respectiv de clasa de ductilitate adoptată la proiectare. Oţelurile neductile, sau mai puţin ductile, pot fi utilizate numai în situaţiile în care, prin modul de dimensionare, se poate asigura o comportare în domeniul elastic al acestor armături.
- raportul între rezistenţa oţelului şi limita lui de curgere trebuie să nu fie excesiv de mare (orientativ $\leq 1{,}4$) ;
- armăturile utilizate la armarea zonelor plastice potenţiale trebuie să posede proprietăţi de aderenţă substanţiale printr-o profilatură eficientă.

(3) Verificarea cantitativă a ductilităţii locale se face conform prevederilor 5.2.3.3.2.

5.2.3.5. Condiţii de redundanţă

(1) Prin alcătuirea structurii se va urmări realizarea unui grad înalt de redundanţă, împreună cu o bună capacitate de redistribuire a eforturilor, astfel încât disiparea energiei să poate fi realizată în cât mai multe zone ale structurii.

5.2.3.6. Măsuri suplimentare

(1) Aceste măsuri urmăresc o asigurare suplimentară faţă de incertitudinile privind comportarea elementelor structurale şi a construcţiei în ansamblu, precum şi fidelitatea modelului de calcul în raport cu răspunsul seismic real.

(2) Alegerea unei configuraţii cât mai regulate în plan şi în elevaţie reduce substanţial incertitudinile în ceea ce priveşte comportarea de ansamblu a construcţiei şi permite alegerea unor modele şi metode de calcul structural în acelaşi timp simple şi suficient de sigure.

(3) În vederea reducerii incertitudinilor referitoare la rezistenţa elementelor structurale:

- se vor adopta dimensiuni suficiente pentru secţiunile elementelor structurale, astfel încât abaterile de execuţie, încadrate în toleranţele admise, să nu influenţeze semnificativ comportarea structurală şi/sau să nu sporească exagerat efectele de ordinul 2;
- se va limita raportul dimensiunilor secţiunii elementelor de beton armat pentru a minimiza riscul instabilităţii laterale a acestora;
- se va prevedea o armare minimă pe toată deschiderea, la partea superioară a grinzilor, pentru a acoperi diferenţele dintre distribuţia reală a momentelor încovoietoare şi diagramele de momente rezultate din calcul;
- se va prevedea o armătură minimă la partea inferioară a grinzilor, pe reazeme, pentru a asigura o capacitate suficientă de rezistenţă pentru momentele pozitive care pot apărea în aceste secţiuni, chiar atunci când acestea nu rezultă din calculul structural în situaţia de proiectare seismică, precum şi pentru a obţine o capacitate suficientă de deformare plastică.

(4) În vederea reducerii incertitudinilor legate de localizarea zonelor plastice şi pentru a asigura elementelor de beton armat o comportare ductilă :

- se vor lua măsuri de armare transversală pentru a obţine capacităţi de deformare minimale în toate secţiunile, astfel încât să poată fi acoperite cerinţele limitate de ductilitate care s-ar putea manifesta şi în afara zonelor critice;
- se va prevedea o cantitate de armătură întinsă suficientă pentru a împiedica producerea unei ruperi casante după fisurarea betonului întins;
- se vor prevedea lungimi de ancorare şi de înnădire ale armăturilor suficiente pentru a împiedica smulgerea barelor din beton la solicitarea lor ciclic alternantă.

5.3. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă

5.3.1. Condiţii referitoare la materiale

(1) La realizarea elementelor seismice principale se vor utiliza betoane cel puţin de clasă C 20/25.

(2) Elementele structurale se armează numai cu bare din oţel profilat. Fac excepţie etrierii închişi şi agrafele pentru armarea transversală care pot fi executaţi din bare neprofilate.

(3) În zonele critice ale elementelor principale se vor utiliza oţeluri cu alungiri specifice corespunzătoare efortului maxim de cel puţin 7,5%. Această condiţie este realizată de oţelurile din clasa C. În afara zonelor critice se poate utiliza oţel din clasa B.

5.3.2. Condiţii geometrice

5.3.2.1. Grinzi

(1) Lăţimea grinzilor va fi cel puţin 200 mm.

(2) Raportul între lăţimea b_w şi înălţimea secţiunii h_w nu va fi mai mic decât 1/4.

(3) Excentricitatea axului grinzii, în raport cu axul stâlpului la noduri, va fi cel mult 1/3 din lăţimea b_c a stâlpului, normală la axa grinzii.

5.3.2.2. Stâlpi

(1) Dimensiunea minimă a secţiunii nu va fi mai mică de 300 mm.

5.3.2.3. Pereţi ductili

(1) Prevederile date aici se referă la pereţi individuali sau cuplaţi, fixaţi adecvat la baza lor în infrastructură (fundaţie) astfel încât să nu se poată roti.

(2) Grosimea b_{wo}, a inimii satisface relaţia:

$$b_{wo} \geq max\ \{150\ \text{mm},\ h_s/20\} \tag{5.8}$$

unde h_s este înălţimea liberă a nivelului.

(3) Prevederi suplimentare referitoare la dimensiunile necesare ale bulbilor sunt date în CR 2-1-1.1.

(4) Cuplarea pereţilor prin rigle de cuplare distribuite neregulat nu este permisă, cu excepţia situaţiilor în care neregularitatea poate fi apreciată ca nesemnificativă sau aceasta este considerată în calculul structural şi de dimensionare prin modele de calcul adecvate.

5.3.3. Eforturi de proiectare

5.3.3.1. Generalităţi

(1) Valorile de proiectare ale eforturilor se determină prin ajustarea eforturilor obţinute din calculul structural în combinaţia seismică de proiectare, conform regulilor ierarhizării capacităţilor de rezistenţă de la 5.2.3.3.3 şi a prevederilor suplimentare date în prezenta secţiune a codului.

5.3.3.2. Grinzi

(1) Valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare sunt cele obţinute direct din calculul structural în combinaţia seismică de proiectare.

(2) Valorile de proiectare ale forţelor tăietoare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din combinaţia seismică de proiectare şi momentele de la extremităţile grinzii corespunzând formării articulaţiei plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod, după caz, pentru fiecare sens de acţiune seismică. Valorile de proiectare ale forţelor tăietoare nu se vor lua mai mici decât valorile rezultate din calculul structural în combinaţia seismică de proiectare multiplicate cu γ_{Rd}.

(3) La fiecare secţiune de capăt se calculează două valori de proiectare ale forţelor tăietoare, cea maximă, $V_{Ed,max}$, şi cea minimă, $V_{Ed,min}$, care corespund valorilor maxime ale momentelor pozitive şi negative, $M_{db,i}$, care se dezvoltă la cele 2 extremităţi, i=1 şi i=2, ale grinzii. Aceste momente se pot determina cu:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i}\, min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right) \qquad (5.9)$$

în care:

$M_{Rb,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i, în sensul corespunzător sensului de acţiune a forţelor orizontale;

γ_{Rd} factorul de suprarezistenţă datorat efectului de consolidare al oţelului, $\gamma_{Rd} = 1{,}2$

$\sum M_{Rc}$ şi $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor şi grinzilor care întră în nodul învecinat secţiunii de calcul; valoarea $\sum M_{Rc}$ corespunde forţei axiale din stâlp în combinaţia seismică de proiectare, pentru sensul considerat al acţiunii seismice.

5.3.3.3. Stâlpi

(1) Valorile momentelor încovoietoare şi ale forţelor axiale de proiectare se determină conform 5.2.3.3.3.

(2) Valorile de proiectare ale forţelor tăietoare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel sub momentele de la extremităţi corespunzând formării articulaţiilor plastice în grinzi sau în stâlpii conectaţi în nod, după caz, pentru fiecare sens de acţiune seismică. Valorile de proiectare ale forţelor tăietoare nu se vor lua mai mici decât valorile rezultate din calculul structural în combinaţia seismică de proiectare multiplicate cu γ_{Rd}.

(3) Momentul de la extremităţile stâlpului se poate determina cu:

$$M_{dc,i} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i}\, min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right) \qquad (5.10)$$

în care:

$M_{Rc,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea i corespunzătoare sensului considerat al acţiunii seismice

γ_{Rd} factor care introduce efectul consolidării oţelului şi al fretării betonului în zonele comprimate:

γ_{Rd} = 1,30 pentru nivelul de la baza construcţiei

γ_{Rd} = 1,20 pentru restul nivelurilor.

$\sum M_{Rc}$ şi $\sum M_{Rb}$ au semnificaţiile date la 5.3.3.2.

5.3.3.4. Noduri de cadru

(1) Valoarea de proiectare a forţei tăietoare în nod se stabileşte corespunzător situaţiei plastificării grinzilor care intră în nod, considerând cel mai defavorabil sens de acţiune seismică.

(2) Valoarea de proiectare a forţei tăietoare în nod poate fi stabilită cu următoarele expresii simplificate:

(i) pentru toate nodurile, cu excepţia celor de capăt:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}\left(A_{s1} + A_{s2}\right)f_{yd} - V_c \qquad (5.11)$$

(ii) pentru noduri de capăt:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_c \qquad (5.12)$$

în care:

A_{s1}, A_{s2} ariile armăturilor întinse de la partea superioară şi, respectiv, inferioară a grinzilor care intră în nod în direcţia considerată a acţiunii seismice, stabilite funcţie de sensul acţiunii seismice.

V_c forţa tăietoare din stâlpul de deasupra nodului corespunzătoare situaţiei considerate (vezi 5.3.3.3(2) şi (3));

γ_{Rd} factor de suprarezistenţă al oţelului, egal cu 1.1

5.3.3.5. Pereţi ductili

(1) Determinarea momentelor încovoietoare în pereţii structurali se face în conformitate cu prevederile articolului 5.2.3.3.3(5).

(2) Valorile de proiectare ale forţelor tăietoare în pereţii structurali, pentru clasa de ductilitate înaltă, se stabilesc conform diagramei din Figura 5.2, în care:

V_{Ed} valoarea de proiectare a forţei tăietoare în perete

$V_{Ed,0}$ valoarea de proiectare a forţei tăietoare la baza peretelui, deasupra secţiunii teoretice de încastrare

V'_{Ed} valoarea forţei tăietoare rezultată din calculul structural în combinaţia seismică de proiectare

$V'_{Ed,0}$ valoarea forţei tăietoare la baza peretelui rezultată din calculul structural in combinaţia seismică de proiectare, deasupra secţiunii teoretice de încastrare

Ω raportul dintre valoarea momentului de răsturnare capabil, calculat la baza peretelui, asociat mecanismului de plastificare al peretelui (sau al pereţilor cuplaţi), şi valoarea momentului de răsturnare rezultat din calculul structural sub încărcările seismice de proiectare

k_V coeficient de amplificare care ţine seama în mod acoperitor de diferenţa între distribuţia efectivă a forţelor tăietoare şi distribuţia acestora obţinută din calculul structural, k_V=1,2 pentru DCH

γ_{Rd} factorul de suprarezistenţă datorat efectului de consolidare al oţelului, $\gamma_{Rd} = 1{,}2$.

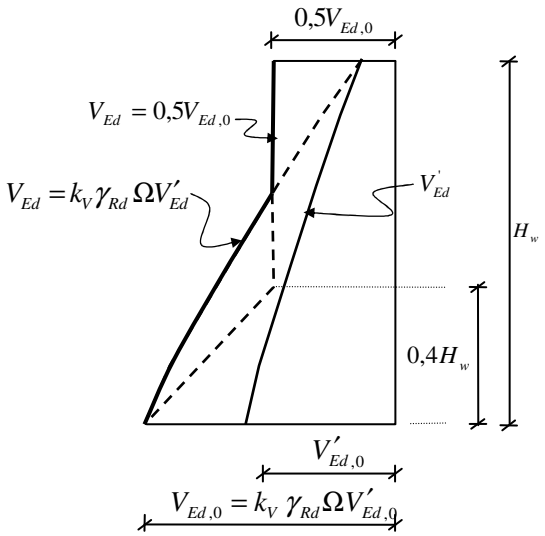


Figura 5.2.

Notă: Prevederi suplimentare pentru determinarea valorilor de proiectare ale forţelor tăietoare, V_{Ed}, în pereţi, inclusiv în pereţii cuplaţi, sunt date în CR 2-1-1.1

Valoarea de proiectare a forţei tăietoare în pereţi se limitează superior şi inferior conform relaţiei:

$$1{,}5V'_{Ed} \le V_{Ed} \le qV'_{Ed} \tag{5.13}$$

unde q este factorul de comportare al structurii, în direcţia considerată.

5.3.3.6. Pereţi scurţi

(1) În cazul pereţilor cu raportul dintre înălţime şi lungime $H_w/l_w \le 2$, valorile de proiectare ale momentelor sunt cele obţinute din calculul structural la încărcările seismice de proiectare.

(2) Forţa tăietoare de proiectare se calculează cu expresia :

$$1{,}5V'_{Ed} < V_{Ed} = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} V'_{Ed} \le qV'_{Ed} \tag{5.14}$$

în care valorile M_{Rd} şi M_{Ed} sunt determinate la baza pereţilor.

5.3.4. Verificări la starea limită ultimă şi prevederi de alcătuire

5.3.4.1. Grinzi

5.3.4.1.1.Rezistenţa la încovoiere şi forţă tăietoare

(1) Pentru calculul grinzilor la starea limită ultimă, la încovoiere şi forţă tăietoare, se utilizează ca document normativ de referinţă SR EN 1992-1-1.

(2) Lăţimea efectivă a grinzilor cu secţiune în formă de T, în zona aripilor, b_{eff}, se determină după cum urmează :

- în cazul grinzilor care intră într-un stâlp de margine, b_{eff} se ia egală cu lăţimea stâlpului, b_c, dacă nu există grinzi transversale în nod, şi egală cu b_c plus de două ori grosimea plăcii, h_f, de fiecare parte a grinzii, dacă asemenea grinzi există.
- în cazul grinzilor care intră în stâlpii interiori, b_{eff} este mai mare decât valorile indicate mai sus cu câte $2h_f$ de fiecare parte a grinzii;

(3) Armăturile din placă paralele cu grinda se consideră active în preluarea momentelor grinzii pe reazeme dacă sunt plasate la interiorul dimensiunii b_{eff} şi dacă sunt ancorate adecvat.

(4) În zonele critice ale grinzilor, înclinarea diagonalelor comprimate în modelul de grindă cu zăbrele se ia egală cu 45°.

(5) Modul de dimensionare la forţa tăietoare şi de armare transversală a zonelor critice se stabilesc în funcţie de valoarea algebrică a raportului între forţa tăietoare minimă şi cea maximă, $\zeta = V_{Ed\,min} / V_{Ed\,max}$, în secţiunea de calcul:

(i) Dacă:

$$\zeta \geq -0{,}5 \tag{5.15}$$

calculul şi armarea transversală se efectuează pe baza prevederilor specifice din SR EN 1992-1-1

(ii) Dacă

$$\zeta < -0{,}5$$

şi

$$\left|V_{Ed}\right|_{\max} \leq (2+\zeta) b_w d f_{ctd} \tag{5.16}$$

în care,

f_{ctd} valoarea de proiectare a rezistenţei betonului la întindere

$\left|V_{Ed}\right|_{\max}$ valoarea maximă a forţei tăietoare de proiectare pe grindă

$$\left|V_{Ed}\right|_{\max} = \max(\left|V_{Ed\,\min}\right|, \left|V_{Ed\,\max}\right|) \tag{5.17}$$

calculul şi armarea transversală se efectuează pe baza prevederilor specifice din SR EN 1992-1-1

(iii) Dacă:

$$\zeta < -0{,}5 \text{ şi}$$
$$|V_{Ed}|_{\max} > (2+\zeta) b_w d f_{ctd} \tag{5.18}$$

atunci jumătate din valoarea forţei tăietoare de dimensionare se preia prin etrieri perpendiculari pe axa grinzii, iar cealaltă jumătate prin armături înclinate dispuse pe două direcţii înclinate cu ±45° faţă de axa grinzii.

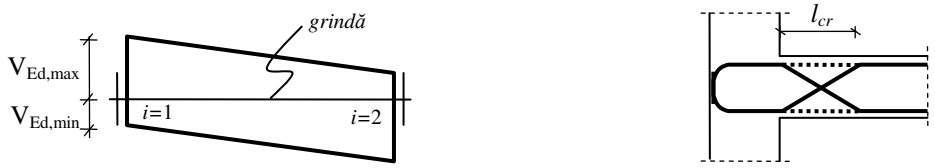


Figura 5.3.

Verificarea armăturii înclinate se face cu relaţia:

$$0{,}5|V_{Ed}|_{\max} \le 2 A_{si} f_{yd} \sin\alpha \tag{5.19}$$

în care:

A_{si} aria armăturii pe una din cele două direcţii înclinate şi anume cea care traversează planul potenţial de lunecare

α unghiul de înclinare al armăturii A_{si}

5.3.4.1.2. Asigurarea cerinţelor de ductilitate locală

(1) Zonele de la extremităţile grinzilor cu lungimea $l_{cr} = 1{,}5h_w$, măsurate de la faţa stâlpilor, precum şi zonele cu această lungime, situate de o parte şi de alta a unei secţiuni din câmpul grinzii, unde poate interveni curgerea în cazul combinaţiei seismice de proiectare, se consideră zone critice (disipative).

(2) Cerinţele de ductilitate în zonele critice ale grinzilor se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite condiţiile de armare date în continuare la aliniatele (3)…(7).

(3) Cel puţin jumătate din secţiunea de armătură întinsă se prevede şi în zona comprimată a acestor sectiuni.

(4) Coeficientul de armare longitudinală din zona întinsă, $\rho = \frac{A_s}{bd}$, satisface condiţia :

$$\rho \ge 0{,}5(f_{ctm} / f_{yk}) \tag{5.20}$$

în care,

f_{ctm} valoarea medie a rezistenţei la întindere a betonului

f_{yk} valoarea caracteristică a limitei de curgere a oţelului

d înălțimea efectivă a secțiunii.

(5) Armăturile longitudinale se vor dimensiona astfel încât înălţimea zonei comprimate x_u să nu se depăşească valoarea de 0,25d. La calculul lui x_u se va ţine seama şi de contribuţia armăturilor din zona comprimată.

(6) Se prevede armare continuă pe toată deschiderea grinzii. Astfel:

(a) la partea superioară şi inferioară a grinzilor se prevăd cel puţin câte două bare cu suprafaţa profilată cu diametrul ≥ 14 mm;

(b) cel puţin un sfert din armătura maximă de la partea superioară a grinzilor se prevede continuă pe toată lungimea grinzii;

(7) Etrierii prevăzuţi în zona critică trebuie să respecte condiţiile :

(a) diametrul etrierilor $d_{bw} \geq 6$ mm;

(b) distanţa dintre etrieri, s, va fi astfel încât :

$$s \leq min\ \{h_w/4;\ 150\ \text{mm};\ 8d_{bL}\} \qquad (5.21)$$

în care d_{bL} este diametrul minim al armăturilor longitudinale.

5.3.4.2. Stâlpi

5.3.4.2.1.Rezistenţa la încovoiere şi la forţă tăietoare

(1) Pentru calculul stâlpilor la starea limită de rezistenţă, la încovoiere cu forţă axială şi la forţa tăietoare, ca document normativ de referinţă se utilizează SR EN 1992-1-1.

(2) În verificarea stâlpilor la forţa tăietoare, înclinarea diagonalei comprimate faţă de axa stâlpului se ia egală cu 45º.

5.3.4.2.2.Asigurarea ductilităţii locale

(1) Efortul axial mediu normalizat, ν_d, nu va depăşi, de regulă, valoarea 0,45. Sunt admise valori ν_d sporite până la 0,55 dacă rotirea capabilă a barei în domeniul postelastic, determinată utilizând modelul de comportare al elementelor de beton armat încovoiate, este mai mare decât cerinţa conform 5.2.3.3.2.

(2) Coeficientul de armare longitudinală totală, ρ, va fi cel puţin 0,01 şi maximum 0,04. În cazul structurilor parter la care stâlpii au schema statică de consolă verticală, având $\nu_d \leq 0{,}15$, care sunt conectaţi la partea superioară prin planşee cu comportare de diafragmă orizontală, coeficientul de armare longitudinală totală va fi cel puţin 0,008.

(3) Între armăturile din colţuri se va prevedea, pe fiecare latură, cel puţin câte o bară intermediară.

(4) Zonele de la extremităţile stâlpilor, la fiecare nivel, se vor considera zone critice pe o distanţă l_{cr} precizată la (5).

(5) În afara cazului când este determinată printr-un calcul mai riguros, lungimea fiecărei zone critice se determina cu:

- pentru zonele critice ale stâlpilor de la baza stâlpilor de la fiecare etaj:

$$l_{cr} \geq max\ \{1{,}5h_c;\ l_{cl}/6;\ 600\ \text{mm}\} \qquad (5.22)$$

- pentru restul zonelor critice ale stâlpilor :

$$l_{cr} \geq max\ \{h_c;\ l_{cl}/6;\ 600\ \text{mm}\} \qquad (5.23)$$

unde h_c este cea mai mare dimensiune a secţiunii stâlpului, iar l_{cl} este înălţimea liberă a stâlpului la fiecare etaj.

(6) Dacă $l_{cl}/\ h_c < 3$, întreaga lungime a stâlpului se consideră zonă critică şi se va arma în consecinţă.

(7) În interiorul zonelor critice se vor prevedea etrieri şi agrafe care să asigure ductilitatea necesară şi împiedicarea flambajului local al barelor longitudinale. Armătura transversală va fi distribuită astfel încât să se realizeze o stare de solicitare triaxială eficientă.

Condiţiile minime pentru a realiza aceste cerinţe sunt cele date la (8), (9), (10) şi (11).

(8) În zonele critice de la baza stâlpilor, deasupra secţiunii teoretice de încastrare, se va prevedea cel puţin armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condiţiile:

- coeficientul geometric de armare, în fiecare direcţie: $\rho_{w,min} = 0{,}005$
- coeficientul mecanic de armare: $\omega_{wd,min} = 0{,}12$

Coeficientul mecanic de armare al etrierilor de confinare se determină cu relaţia:

$$\omega_{wd} = \frac{volumul\ etrierilor\ de\ confinare}{volumul\ miezului\ de\ beton\ confinat} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \qquad (5.24)$$

(9) În restul zonelor critice se va prevedea cel puţin armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condiţiile:

- $\rho_{w,min} = 0{,}0035$
- $\omega_{wd,min} = 0{,}08$

(10) Armarea transversală va respecta condiţiile:

(a) Distanţa dintre etrieri in zonele critice nu va depăşi :

$$s \leq min\ \{b_0/3;\ 125\ \text{mm};\ 7d_{bL}\} \qquad (5.25)$$

în care b_0 este latura minimă a secţiunii utile (situată la interiorul etrierului perimetral), iar d_{bL} este diametrul minim al barelor longitudinale.

Ultima condiţie se înlocuieşte la baza stâlpului (deasupra secţiunii teoretice de încastrare) cu condiţia $s \leq 6d_{bL}$.

(b) Distanţa în secţiune dintre barele consecutive aflate la colţul unui etrier sau prinse de agrafe nu va fi mai mare de 200 mm.

(11) La primele două niveluri ale clădirilor cu peste 5 niveluri şi la primul nivel în cazul clădirilor mai joase se vor prevedea la bază etrieri îndesiţi şi dincolo de zona critică pe o distanţă egală cu jumătate din lungimea acesteia.

5.3.4.2.3.Noduri de cadru

(1) Forţa de compresiune înclinată dezvoltată după diagonala nodului nu va depăşi rezistenţa la compresiune a betonului în prezenţa eforturilor transversale de întindere.

(2) În afară de cazul în care se foloseşte un model de calcul mai riguros, cerinţa de la (1) se consideră satisfăcută dacă :

- la toate nodurile cu excepţia celor exterioare

$$V_{jhd} \le 0{,}3 b_j h_c f_{cd} \qquad (5.26)$$

- la nodurile exterioare

$$V_{jhd} \le 0{,}25 b_j h_c f_{cd} \qquad (5.27)$$

unde:

V_{jhd} forţa tăietoare de proiectare în nod conform (5.11) sau (5.12), după caz.

b_j lăţimea de proiectare a nodului.

$$b_j = \min(b_c ; b_w + 0{,}5 h_c) \qquad (5.28)$$

b_w lăţimea inimii grinzii.

(3) În nod se va prevedea suficientă armătură transversală pentru a asigura integritatea acestuia după fisurarea înclinată. În acest scop, armătura transversală, A_{sh}, se va dimensiona pe baza relaţiilor:

- la toate nodurile cu excepţia celor de capăt:

$$A_{sh} f_{ywd} \ge 0{,}8 (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0{,}8 \nu_d) \qquad (5.29)$$

unde A_{s1} şi A_{s2} reprezintă ariile armăturilor întinse de la partea superioară şi, respectiv, inferioară ale grinzilor care intră în nod în direcţia considerată a acţiunii seismice, stabilite funcţie de sensul acţiunii seismice;

- la noduri de capăt:

$$A_{sh} f_{ywd} \ge 0{,}8 A_{s2} f_{yd} (1 - 0{,}8 \nu_d) \qquad (5.30)$$

unde A_{s2} reprezintă aria armăturilor comprimate ale grinzii care intră în nod în direcţia considerată a acţiunii seismice, stabilite funcţie de sensul acţiunii seismice.

În relaţiile (5.29) şi (5.30), ν_d corespunde forţei axiale a stâlpului inferior. În cazul nodurilor exterioare armătura, A_{sh}, rezultată prin aplicarea relațiilor (5.29) şi (5.30), se sporește cu 20%.

(4) Etrierii orizontali calculaţi cu (5.29) şi (5.30) se vor distribui uniform pe înălţimea nodului. În cazul nodurilor exterioare, etrierii vor cuprinde capetele îndoite ale armăturilor longitudinale din grindă.

(5) Armătura longitudinală verticală A_{sv} care trece prin nod, incluzând armătura longitudinală intermediară a stâlpului (situată între barele de la colțuri), va fi cel puţin :

$$A_{sv} \geq \frac{2}{3} A_{sh} \left(h_{jc} / h_{jw} \right) \tag{5.31}$$

în care :

h_{jw} distanţa interax între armăturile de la partea superioară şi cea inferioară a grinzilor;

h_{jc} distanţa interax între armăturile marginale ale stâlpilor

(6) Armătura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armătura transversală îndesită din zonele critice ale stâlpului.

5.3.4.3. Pereţi ductili

5.3.4.3.1.Rezistenţa la încovoiere şi la forţă tăietoare

(1) Pentru calculul pereţilor la starea limită de rezistenţă, la încovoiere cu forţa axială se utilizează SR EN 1992-1-1 ca document normativ de referinţă, cu completările date în CR 2-1-1.1.

(2) Calculul pereţilor la forţă tăietoare în secţiuni înclinate şi la lunecare în rosturi orizontale se va face conform CR 2-1-1.1.

5.3.4.3.2.Asigurarea ductilităţii locale

(1) Cerinţele de ductilitate se consideră satisfăcute dacă sunt respectate prevederile date in prezentul paragraf impreuna cu prevederile suplimentare date in CR 2-1-1.1 cu privire la alcătuirea secţiunilor de beton şi la armarea longitudinală şi transversală.

(2) Înălţimea zonei critice, l_{cr}, deasupra bazei, se determină cu:

$$l_{cr} = \max(l_w, H_w / 6) \tag{5.32}$$

cu limitările:

$$l_{cr} \leq \begin{cases} h_s, n \leq 6 \\ 2h_s, n \geq 7 \\ 2l_w \end{cases} \tag{5.33}$$

unde

l_w lungimea secţiunii orizontale a peretelui

H_w înălţimea peretelui

h_s înălţimea liberă a etajului

n numărul de niveluri deasupra bazei, definite ca nivelul superior al fundaţiei sau al infrastructurii

(3) Înălţimea zonei comprimate în secţiunile pereţilor nu va fi, de regulă, mai mare decât :

$$x_u \leq 0{,}1(\Omega + 2) l_w \tag{5.34}$$

în care x_u este înălţimea zonei comprimate a peretelui.

(4) În cazul în care la extremitatea secțiunii se prevăd bulbi, grosimea bulbului va fi cel puţin 250 mm sau h_s/10, iar lungimea lui va fi cel puţin egală cu grosimea inimii peretelui, b_{w0}, şi cel puţin 0,10 din lungimea peretelui, l_w.

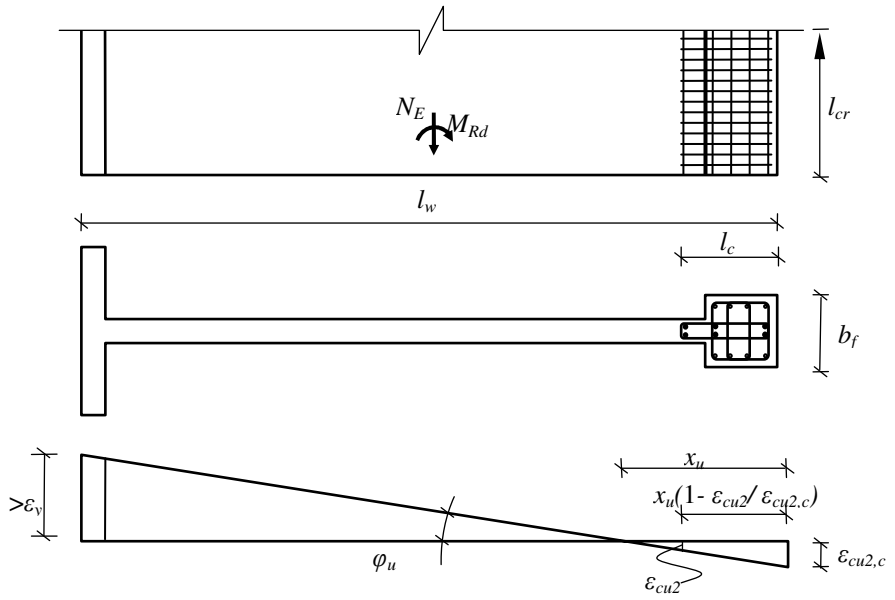


Figura 5.4.

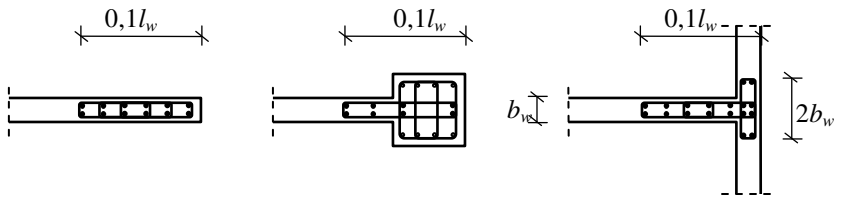


Figura 5.5.

(5) Verificarea explicită a capacităţii de ductilitate conform prevederilor din CR 2-1-1.1.

(6) Lungimea pe care este necesar să se prevadă măsuri de confinare, măsurată de la extremitatea comprimată a secţiunii, este $l_c = x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ şi cel puţin $0,15l_w$ sau $1,50b_w$. Pe verticală, armătura de confinare se prevede pe o lungime egală cu înălţimea zonei critice (vezi Figura 5.3 şi Figura 5.5).

(7) La marginile secţiunilor pereţilor, pe o lungime egală cu $\frac{1}{10}l_w$, se prevede o armătură verticală de tip stâlp. La pereţii prevăzuţi cu tălpi, această armare se prevede pe o distanţă egală cu cel puţin $2b_w$.

Coeficientul armăturilor logitudinale din zonele de margine nu va fi mai mic de 0,005. Fiecare armătură verticală în aceste zone va fi fixată în colţurile unor etrieri sau agrafe.

(8) În zonele critice se vor lua măsuri pentru evitarea pierderii stabilităţii laterale. În cazurile curente, acestă cerinţă se realizează prevăzând o grosime a peretelui la capetele secţiunii orizontale care nu are bulbi sau tălpi de minim h_s/10.

(9) Armarea transversală la capetele secţiunilor în zonele critice va respecta condiţiile:

- diametrul d_{bw} al etrierilor

$$d_{bw} \geq \max \{d_{bL}/3; 6 \text{ mm}\} \quad (5.35)$$

- distanţa între etrieri

$$s \leq min \{120 \text{ mm}; 10 d_{bL}\} \quad (5.36)$$

5.3.4.4. Grinzi de cuplare

(1) Prevederile din acest paragraf se referă la elementele de beton armat cu proporţii de grinzi de cuplare scurte (orientativ $l/h_w \leq 2{,}0$) , caracterizate de mecanisme de cedare la forţă tăietoare. Prevederi suplimetare pentru calculul şi armarea grinzilor de cuplare sunt date în CR 2-1-1.1.

(2) Calculul şi alcătuirea grinzilor se poate face pe baza regulilor pentru grinzi de tip curent conform 5.3.4.1.1(4) şi (5)(i), dacă este îndeplinită condiţia:

$$V_{Ed} \leq b_w d f_{ctd} \quad (5.37)$$

în care,

V_{Ed} forţa tăietoare de proiectare considerând echilibrul grinzi încărcată la capete cu valorile de proiectare ale momentelor capabile, M_{Rd}

(3) Dacă condiţia (5.37) nu este îndeplinită, armarea grinzilor de cuplare se realizează prin armătura dispusă după diagonalele grinzii, pe baza relaţiei:

$$V_{Ed} \leq 2 A_{si} f_{yd} \sin\alpha \quad (5.38)$$

unde:

α unghiul format de barele diagonale cu axa grinzii

V_{Ed} valoarea de proiectare a forţei tăietoare calculată cu relaţia:

$$V_{Ed} = \frac{2M_{Ed}}{l} \quad (5.39)$$

M_{Ed} valoarea de proiectare a momentului încovoietor.

Notă: armătura diagonală dispusă conform relaţiei (5.38) serveşte şi la preluarea momentelor încovoietoare din grindă

(4) Armăturile diagonale se aranjează sub forma unor carcase pentru stâlpi, cu lungimea laturii de cel puţin 0,5 b_w. Lungimea de ancorare a armăturilor înclinate în pereţii adiacenţi trebuie să fie cu cel puţin 50% mai mare decât cea determinată conform SR EN 1992-1-1.

Armăturile diagonale sunt legate cu etrierii închişi pentru a preveni flambajul acestora. Etrierii vor avea diametrul de cel puţin $d_{bL}/4$ şi cel puţin 8 mm. Distanţa între etrieri nu va depăşi cea mai mică dintre valorile 100 mm şi 0,3 din distanţa interax a armăturii longitudinale a carcasei diagonale.

5.4. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate medie

5.4.1. Condiţii referitoare la materiale

(1) La realizarea elementelor seismice principale se vor utiliza betoane de clasă cel puţin C 16/20.

(2) Elementele structurale se armează numai cu bare din oţel profilat. Fac excepţie etrierii închişi şi agrafele pentru armarea transversală.

(3) La armarea elementelor se va utiliza oţel cu proprietăţi de deformare cel puţin egale cu cele ale oţelului de clasa B, pe toată lungimea.

5.4.2. Condiţii geometrice

5.4.2.1. Grinzi

(1) Se aplică 5.3.2.1 cu excepţia prevederii de la ultimul alineat (3).

5.4.2.2. Stâlpi

(1) Se aplică 5.3.2.2.

5.4.2.3. Pereţi ductili

(1) Se aplică 5.3.2.3.

5.4.3. Eforturi de proiectare

5.4.3.1. Generalităţi

(1) Se aplică 5.3.3.1.

5.4.3.2. Grinzi

(1) Se aplică 5.3.3.2., cu $\gamma_{Rd} = 1{,}0$ în relaţia (5.9).

5.4.3.3. Stâlpi

(1) Se aplică 5.3.3.3, cu $\gamma_{Rd} = 1{,}0$ în relaţia (5.10).

5.4.3.4. Noduri de cadru

(1) Se aplică 5.3.3.4, cu $\gamma_{Rd} = 1{,}0$ în relaţiile (5.11) şi (5.12).

5.4.3.5. Pereţi ductili

(1) Se aplică 5.3.3.5 cu $k_V = 1{,}0$.

5.4.3.6. Pereţi scurţi

(1) Se aplică 5.3.3.6.

5.4.4. Verificări la starea limită ultimă şi prevederi de alcătuire

5.4.4.1. Grinzi

5.4.4.1.1.Rezistenţa la încovoiere şi forţă tăietoare

(1) Se aplică 5.3.4.1.1

5.4.4.1.2.Asigurarea ductilităţii locale

(1) Zonele de la extremităţile grinzilor cu lungimea $l_{cr} = h_w$, măsurate de la faţa stâlpilor, precum şi zonele cu această lungime situate de o parte şi de alta a unei secţiuni din câmpul grinzii unde poate interveni curgerea în cazul combinaţiei seismice de proiectare, se consideră zone critice.

(2) Cerinţele de ductilitate în zonele critice se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite condiţiile de armare date la 5.3.4.1.2.(3)-(7), cu excepţia relaţiei (5.10) care se modifică astfel :

$$s \le min\ \{h_w/4;\ 200\ \text{mm};\ 8d_{bL}\} \qquad (5.40)$$

5.4.4.2. Stâlpi

5.4.4.2.1.Rezistenţa la încovoiere şi forţă tăietoare

(1) Se aplică 5.3.4.2.1

5.4.4.2.2.Asigurarea ductilităţii locale

(1) Efortul axial mediu normalizat, ν_d, nu va depăşi, de regulă, valoarea 0,5. Sunt admise valori ν_d sporite până la 0,65 dacă rotirea capabilă a barei în domeniul postelastic, determinată utilizând modelul de comportare al elementelor de beton armat încovoiate, este mai mare decât cerinţa conform 5.2.3.3.2.

(2) Coeficientul de armare longitudinală totală ρ va fi cel puţin 0,008 şi maximum 0,04.

(3) Se aplică 5.3.4.2.2 (3).

(4) Se consideră zone critice secţiunile de la baza stâlpilor de la fiecare nivel.

(5) În afara cazului când este determinată printr-un calcul riguros, lungimea zonelor critice se determină cu:

$$l_{cr} \le \max\ \{h_c;\ l_{cl}/6;\ 450\ \text{mm}\} \qquad (5.41)$$

(6) Se aplică 5.3.4.2.2 (6).

(7) Se aplică 5.3.4.2.2 (7).

(8) În zonele critice ale stâlpilor se va prevedea armarea transversală minimă dată de cea mai severă dintre condiţiile:

(i) În zona critică de la baza stâlpilor, deasupra secţiunii teoretice de încastrare :

- Coeficientul geometric de armare, în fiecare direcţie: $\rho_{w,min} = 0{,}0035$
- Coeficientul mecanic de armare: $\omega_{wd,\ min} = 0{,}08$

(ii) În restul zonelor critice:

- $\rho_{w,min} = 0{,}0025$
- $\omega_{wd,\ min} = 0{,}06$

(9) Armarea transversală va respecta condiţiile:

(i) Distanţa dintre etrieri nu va depăşi

$$s \leq min\ \{b_0/2; 175\ \text{mm}; 8d_{bL}\} \tag{5.42}$$

în care

b_0 latura minimă a secţiunii utile (situată în interiorul etrierului perimetral)

d_{bL} diametrul minim al barelor longitudinale;

(ii) Distanţa în secţiune dintre barele consecutive aflate la colţul unui etrier sau prinse de agrafe nu va fi mai mare de 250 mm.

5.4.4.3. Noduri de cadru

(1) Armătura orizontală de confinare în nodurile de cadru ale elementelor seismice principale va fi cel puţin egală cu cea dispusă în zonele critice adiacente ale stâlpilor care concură în nod, cu excepţia cazurilor prevăzute la aliniatul (2).

(2) Dacă în nod intră grinzi pe toate cele 4 laturi şi lăţimea acestora este cel puţin egală cu 3/4 din lăţimea stâlpului paralelă cu secţiunea transversală a grinzii, distanţa între etrierii orizontali se poate dubla faţă de valoarea prevăzută la alineatul (1), fără însă a depăşi 150 mm.

(3) Trebuie prevăzută cel puţin o bară verticală intermediară (între barele de la colţurile stâlpului) pe fiecare latură a nodului.

5.4.4.4. Pereţi ductili

5.4.4.4.1.Rezistenţa la încovoiere şi forţă tăietoare

(1) Se aplică 5.3.4.3.1.

5.4.4.4.2.Asigurarea cerinţelor de ductilitate locală

(1) Se aplică 5.3.4.3.2(1).

(2) Se aplică 5.3.4.3.2(2).

(3) Se aplică 5.3.4.3.2(3) cu modificarea relaţiei (5.34) care se înlocuieşte cu:

$$x_u \leq 0{,}135(\Omega + 2)l_w \tag{5.43}$$

(4) Se aplică 5.3.4.3.2 0.

(5) Dacă condiţia (5.43) nu este respectată, este necesară verificarea explicită a capacităţii de ductilitate conform prevederilor din CR 2-1-1.1.

(6) Se aplică 5.3.4.3.2 (8), cu limitarea inferioară a grosimii peretelui la $h_s/12$

(7) Armarea transversală la capetele secţiunilor în zonele critice va consta din etrieri cu diametrul de cel puţin $d_{bL}/4$ şi cel puţin 6 mm, cu distanţa maximă dintre etrieri de 150 mm, dar nu mai mult decât 12 d_{bL}.

5.4.4.5. Grinzi de cuplare

(1) Se aplică 5.3.4.4(1)

(2) Se aplică 5.3.4.4(2) modificând condiţia (5.37) astfel:

$$V_{Ed} \le 1{,}5 b_w d f_{ctd} \qquad (5.44)$$

(3) Se aplică 5.3.4.4(3), înlocuind condiţia (5.37)cu condiţia (5.44).

(4) Se aplică 5.3.4.5(4).

5.5. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate joasă

5.5.1. Eforturi de proiectare

(1) Valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare si fortelor taietoare, cu exceptia precizată la (2) sunt cele obţinute din calculul structural sub acţiunea forţelor seismice de proiectare.

(2) Valorile de proiectare ale forţelor tăietoare în pereţii structurali şi în stâlpii structurilor în cadre, pentru clasa de ductilitate DCL, se iau egale cu cele rezultate din calculul structural sub acţiunea forţelor seismice de proiectare cu excepţia primului nivel unde valoarea de proiectare a forţei tăietoare se va lua cu 20% mai mare decât cea rezultată din calculul structural:

$$V_{Ed} = 1{,}2 V'_{Ed} \qquad (5.45)$$

5.5.2. Rezistenţa la încovoiere şi la forţa tăietoare

(1) Rezistenţa la încovoiere şi la forţa tăietoare se se determină în conformitate cu prevederile SR EN 1992-1-1, cu completările date în CR 2-1-1.1 pentru pereţi proiectaţi pentru clasa de ductilitate joasă.

5.5.3. Alcătuire şi armare

(1) Se aplică prevederile de alcătuire şi armare date în SR EN 1992-1-1, cu completările indicate în continuare în acest paragraf.

(2) La stâlpii structurilor în cadre, la baza construcţiei armătura transversală va reprezenta un coeficient de armare de cel puţin 0,003 pe fiecare direcţie pe o lungime egala cu dimensiunea maximă a secţiunii stâlpului *h*.

(3) La celelalte niveluri coeficientul minim de armare transversală la baza stâlpilor este 0.0025

(4) La pereţii structurali, la baza construcţiei, pe primul nivel se va prevedea armarea transversală prescrisă de CR 2-1-1.1 pentru această clasă de ductilitate.

5.6. Elementele structurilor duale

5.6.1. Structuri duale cu cadre predominante

(1) La aceste structuri, stâlpii şi grinzile se proiectează ca pentru structuri tip cadru (fără pereţi), respectând prevederile date la 5.3 şi 5.4 pentru aceste elemente.

(2) Măsurile pentru asigurarea ductilităţii la pereţi se aleg ca pentru structuri din clasa DCM, inclusiv pentru structurile proiectate pentru clasa DCH.

5.6.2. Structuri duale cu pereţi predominanţi

(1) Stâlpii trebuie proiectaţi astfel încât să-şi păstreze capacitatea de a suporta încărcările gravitaţionale care intervin în situaţia de proiectare seismică, sub deformaţiile maxime care apar în această situaţie.

(2) Deformaţiile laterale în situaţia de proiectare seismică se calculează în conformitate cu 4.5.4, pe un model care ia în considerare rigiditatea la încovoiere şi forţă tăietoare a elementelor de beton armat corespunzătoare stării de fisurare. În aceste scop se vor avea în vedere prevederile din Anexa E.

(3) Se consideră că stâlpii satisfac condiţia precizată la (1) dacă momentele încovoietoare şi forţele tăietoare calculate pe baza deformaţiilor laterale stabilite conform (2) sunt inferioare valorilor capabile ale momentelor încovoitoare M_{Rd}, respectiv forţelor tăietoare V_{Rd}.

(4) În cazul stâlpilor structurilor duale cu pereţi predominanţi, nu este necesar să se satisfacă condiţia (5.4), referitoare la raportul capacităţilor de incovoiere ale stâlpilor şi grinzilor din jurul unui nod. Efortul axial mediu normalizat, ν_d, se va limita superior la valoarea de 0,70.

5.7. Ancoraje şi înnădiri

5.7.1. Generalităţi

(1) La proiectarea zonelor de ancorare şi a celor de înnădire ale armăturilor se aplică prevederile SR EN 1992-1-1, capitolul 8, împreună cu prevederile suplimentare date în prezenta secţiune.

(2) Ancorarea armăturilor se va realiza în afara zonelor critice. De regulă, şi înnădirea armăturilor se recomandă să se realizeze în afara zonelor critice.

(3) În afara zonelor critice, lungimile de ancorare şi cele de înnădire ale armăturilor se calculează pe baza prevederilor capitolului 8 din SR EN 1992-1-1.

(4) Ancorarea armăturilor din zonele critice ale grinzilor şi stâlpilor din structurile proiectate pentru DCH se măsoară de la o secţiune situată la $5d_{bL}$ de la faţa elementului în care se realizează ancorarea, în interiorul acestuia (Figura 5.6). Lungimile de ancorare vor fi cu 20% mai mari decat cele determinate conform SR EN 1992-1-1.

(5) Armăturile transversale, etrieri şi agrafe, din grinzi, stâlpi şi pereţi vor fi prevăzute cu cârlige cu lungimea 10 d_{bw} îndoite la un unghi de 135°.

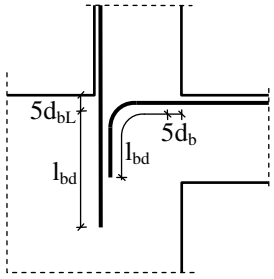


Figura 5.6.

5.7.2. Ancorarea armăturii

5.7.2.1. Grinzi

(1) În situaţia în care zona critică sub momente pozitive se formează la faţa nodului, armăturile de la partea inferioară se ancorează în nod, la interiorul carcasei de armături a stâlpilor, sau se întrerup în deschiderea vecină, dincolo de marginile zonei critice, într-o zonă cu valori mici ale eforturilor de proiectare.

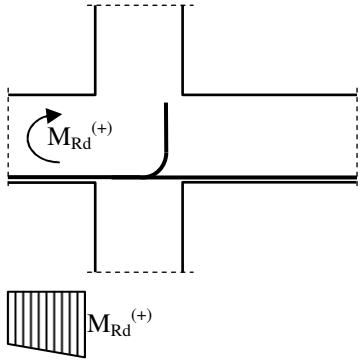


Figura 5.7.

(2) Diametrul armăturilor longitudinale care trec prin nodurile grindă – stâlp se limitează superior prin condiţiile:

- - în cazul nodurilor centrale

$$d_{bL} \le 10 \frac{1+0{,}8\nu_d}{1+0{,}75A_{s2}/A_{s1}} \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} h_c \qquad (5.46)$$

- - în cazul nodurilor de capăt (marginale)

$$d_{bL} \le 10(1+0{,}8\nu_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} h_c \qquad (5.47)$$

în care:

h_c dimensiunea laturii stâlpului paralelă cu barele

A_{s2}, A_{s1} aria de armătură comprimată şi, respectiv, întinsă din grinzi care traversează nodul

f_{ctm} valoarea medie a rezistenţei la întindere a betonului

f_{yd} valoarea medie a limitei de curgere a oţelului

ν_d forţa axială normalizată de proiectare în situaţia de proiectare seismică .

5.7.2.2. Stâlpi

(1) Dacă în situaţia de proiectare seismică forţa axială în stâlp este de întindere, lungimea de ancoraj stabilită conform SR EN 1992-1-1 se măreşte cu 50%.

5.7.3. Înnădirea armăturilor

(1) În zonele critice unde se aşteaptă deformaţii plastice semnificative, conform configuraţiei mecanismului de plastificare, nu sunt admise înnădiri prin suprapunere. În restul zonelor critice înnădirea prin suprapunere se recomandă să fie evitată.

(2) În zonele critice nu sunt admise îmbinări prin suprapuneri sudate.

(3) Înnădirea se poate realiza prin dispozitive de cuplare mecanice validate prin încercări efectuate în condiţii compatibile cu clasa de ductilitate selectată.

(4) În cazul în care la armarea stâlpilor şi a elementelor de margine ale pereţilor se aplică înnădiri prin suprapunerea barelor de armătură în zona critică de la partea inferioară a unui nivel, lungimea de înnădire l_0 se determină cu relaţia:

$$l_0 = 2\sqrt{A_s^{'}/A_s}\, l_{bd} \le 1{,}5 l_{bd} \tag{5.48}$$

în care

$A_s^{'}/A_s$ proporţia armăturilor care se înnădesc în secţiune

l_{bd} lungimea de ancorare de bază calculată conform SR EN 1992-1-1

(5) Distanţa s dintre armăturile transversale în zone de suprapunere va fi cel mult *min* {*h*/4; 100 mm}, unde *h* este dimensiunea minimă a secţiunii transversale.

(6) Aria A_{st} a secţiunii unei ramuri a armăturii transversale în zona de înnădire va fi cel puţin: *(0)*

$$A_{st} = s \frac{d_{bL}}{50} \frac{f_{yd}}{f_{ywd}} \tag{5.49}$$

unde f_{yd} şi f_{ywd} sunt valorile de proiectare ale rezistenţei la curgere a armăturilor longitudinale şi transversale.

5.8. Fundaţii şi infrastructuri

5.8.1. Prevederi generale

(1) Prezenta secţiune cuprinde prevederi de principiu şi un număr restrâns de prevederi de alcătuire pentru proiectarea elementelor infrastructurilor (fundaţiilor) structurilor de beton. Elementele de bază ale proiectării acestor elemente sunt date în normativul pentru proiectarea structurilor de fundare directă. Pentru construcţii cu pereţi structurali se aplică prevederile din CR 2-1-1.1.

(2) Dacă eforturile de proiectare aplicate fundaţiilor (infrastructurilor) reprezintă reacţiunile unor structuri disipative proiectate pe baza conceptelor ierarhizării capacităţii de rezistenţă, fundaţiile trebuie, de regulă, să evidenţieze o comportare în domeniul elastic de deformaţie. În acest caz dimensionarea fundațiilor (infrastructurilor) se va face conform prevederilor SR EN 1992-1-1.

(3) Dacă nu se poate evita solicitarea elementelor infrastructurii (fundaţiilor) dincolo de pragul de deformatie elastica, atunci proiectarea acestor elemente fundaţiilor (infrastructurii) se face în acord cu regulile aplicate la proiectarea suprastructurii pentru construcţii cu clasă de ductilitate înaltă sau medie, după caz.

(4) Dacă răspunsul urmărit al structurii este quasi – elastic (orientativ $q \le 1{,}5$), dimensionarea elementelor fundaţiilor se va face conform codului de proiectare pentru structuri de beton armat, ca pentru elementele de beton armat care nu se proiectează pentru a prelua acţiunea seismică.

(5) Întrucât răspunsul seismic al fundaţiilor (infrastructurilor) prezintă un grad de incertitudine mai mare decât în cazul suprastructurii, la proiectare se recomandă să se

prevadă măsuri pentru a asigura acestor elemente o capacitate minimală de deformare în domeniul postelastic, chiar la fundaţiile (infrastructurile) proiectate în condiţiile aliniatului (2). În acest scop, orientativ, armarea transversală în grinzile de fundare sau în pereţii de subsol se va suplimenta local cu 20% în zonele de moment maxim pe o lungime egală cu 2/3 din înălţimea elementului.

5.8.2. Măsuri de proiectare

(1) Prin plasarea adecvată pe înălţime a grinzilor de fundare sau a plăcii de fundaţie, în raport cu fundaţiile izolate ale elementelor verticale, respectiv elementul rigid de la partea superioară a piloţilor, se va evita formarea de stâlpi scurţi.

(2) La dimensionarea elementului de legătură dintre fundaţii se va ţine seama, pe lângă eforturile de încovoiere şi forfecare, şi de forţele axiale care apar în aceste elemente (vezi SR EN 1998 – 5, 5.4.1.2(6) şi (7)).

(3) Grinzile de fundare şi tălpile de legătură între fundaţii vor avea o secţiune minimă de 0,25x0,5 m pentru clădiri cu până la 5 etaje şi 0,30x0,60 m pentru clădiri mai înalte. La partea de sus şi la cea de jos ale acestor grinzi se prevăd armături continue pe toată lungimea.

(4) Plăcile de fundaţie (radierele) vor avea grosimea minimă de 30 cm şi vor fi armate cu cel puţin câte o plasă de armături de oţel la partea de sus şi la partea de jos. Coeficientul minim de armare pentru fiecare dintre aceste 2 plase este 0,002.

(5) Zonele de intersecţie între elementele verticale şi grinzile de fundare sau pereţii de subsol se tratează ca noduri grindă – stâlp.

În condiţiile alineatului 5.8.1(2), proiectarea nodului se face la valori ale forţelor tăietoare calculate în modelul de calcul încărcat cu reacţiunile mecanismului de disipare a energiei al suprastructurii. În condiţiile alineatului 5.5.1(3), proiectarea nodului se face la valori ale forţelor tăietoare asociate plastificării secţiunii grinzilor (pereţilor) la faţa nodului, în conformitate cu regulile pentru structuri tip cadru proiectate pentru DCH sau DCM, după caz.

(6) În condiţiile alineatului 5.8.1(2), partea superioară a piloţilor, pe o lungime $2d$ (d este diametrul pilotului), precum şi zonele cu lungimea $2d$ situate de o parte şi de alta ale interfeţei dintre 2 straturi de teren cu rigidităţi la forfecare foarte diferite (raportul modulelor de deformaţie la forfecare ≥ 6), se detaliază ca zone critice. Pentru aceasta se va prevedea cel puţin armarea transversală necesară în zonele critice pentru stâlpii proiectaţi pentru clasa de ductilitate DCM.

(7) În condiţiile alineatului 5.8.1(3), zona critică situată sub capul pilotului va avea lungimea $3d$. În plus, verificarea la forţa tăietoare a pilotului este cel puţin cea care rezultă din aplicarea prevederilor 4.6.2.5(3), (4) şi (5).

(8) Piloţii solicitaţi la întindere trebuie prevăzuţi cu o ancorare adecvată în capul pilotului pentru a asigura rezistenţa la smulgerea din teren sau rezistenţa la întindere a armăturii pilotului, care este mai mică.

5.9. Efecte locale datorate interacţiunii cu pereţii de umplutură

(1) Prezenta secţiune se referă la structuri tip cadru de beton armat cu panouri de umplutură din zidării executate din materiale şi cu legături care influenţează semnificativ comportarea structurilor. Secţiunea cuprinde măsuri pentru diminuarea semnificativă a efectelor locale nefavorabile ale interacţiunii dintre elementele

cadrului şi panourile de umplutură şi prevederi pentru protejarea elementelor structurale, prin dimensionare şi alcătuire adecvate, faţă de aceste efecte, urmărind, în special, evitarea ruperii cu caracter neductil la acţiunea forţelor tăietoare.

(2) Se va urmări, pe cât posibil, ca prin modul de dispunere a zidăriei în rama formată de elementele structurale (de exemplu, pentru realizarea parapeţilor, a golurilor de supralumină, etc.) să nu se creeze proporţii şi comportare de tip stâlp sau grindă scurte. În situaţiile când acest lucru nu este posibil se vor lua măsurile indicate la (5).

(3) Zonele în care pot apărea forţe tăietoare suplimentare faţă de cele rezultate din comportarea de ansamblu – acţionând local extremităţile grinzilor şi stâlpilor - vor fi dimensionate şi armate transversal pentru a prelua în condiţii de siguranţă corespunzătoare aceste forţe, care pot proveni din:

(a) acţiunea de diagonală comprimată cu lăţime relativ mare, exercitată de panoul de zidărie, rezultată din împănarea zidăriei în zona nodurilor de cadru (Figura 5.8)

(b) lipsa contactului între pereţii de umplutură şi intradosul grinzilor, ca urmare a execuţiei incorecte, care are ca efect concentrarea acţiunii de diagonală comprimată asupra extremităţilor stâlpilor;

(c) crearea unor condiţii de comportare de tip stâlp scurt sau de tip grindă scurtă, ca urmare a zdrobirii locale a zidăriei pe o anumită porţiune în zona nodurilor unde se concentrează eforturile de compresiune diagonale sau ca urmare a desprinderii locale a zidăriei de elementele cadrului de beton armat, rezultate din diferenţa deformaţiilor structurii şi a panourilor de umplutură (Figura 5.9).

(d) prevederea unor goluri de uşi sau ferestre în panoul de zidărie (vezi aliniatul (2))

Notă: Pentru stabilirea eforturilor din elementele cadrului în aceste situaţii se va apela la modele în care acţiunea structurală a panoului se echivalează printr-o diagonală. Pentru a ţine seama de variabilitatea mare a caracteristicilor mecanice ale zidăriei este recomandabil să se facă mai multe ipoteze, cu caracter nefavorabil pentru structura de beton armat, în ceea ce priveşte proprietăţile de rigiditate şi de rezistenţă ale zidăriei (vezi capitolul 8)

(4) În vederea reducerii efectelor negative ale interacţiunii structură – panouri de zidărie, în cazurile când acestea se datorează capacităţii de rezistenţă relativ mari a panourilor, se pot avea în vedere şi soluţii implicând fragmentarea acestor panouri sau adoptarea unor legături flexibile între panouri şi structură.

(5) Pentru a ţine seama de incertitudinile legate de efectele interacţiunii structură – panou de umplutură se vor considera zone critice :

(a) ambele extremităţi ale stâlpilor în contact cu panourile de zidărie.

(b) întreaga lungime a stâlpilor de la primul nivel;

(c) întreaga lungime a stâlpilor, în cazul în care panoul este prevăzut cu un gol de fereastră sau de uşă, adiacent stâlpului;

(d) întreaga lungime a stâlpilor, când pereţii de umplutură sunt dispuşi numai pe o parte a stâlpilor (aşa cum se întâmplă la stâlpii marginali şi de colţ).

(6) În cazul stâlpului adiacent unui gol în panoul de umplutură se vor lua suplimentar următoarele măsuri:

(a) Forţa tăietoare de proiectare în stâlpi se determină considerând un model de calcul cu articulaţii plastice dezvoltate la cele două extremităţi ale golului. În cazul stâlpilor din clasa de ductilitate DCH momentele capabile de proiectare se multiplică cu un coeficient γ_{Rd}= 1,3;

(b) Armătura transversală de forţă tăietoare se prevede pe distanţa golului, plus o lungime egală cu h_c (dimensiunea secţiunii stâlpului) în zona în contact cu zidăria;

(c) Dacă lungimea pe care stâlpul nu este în contact cu panoul de umplutură este mai mică de 1,5h_c, forţa tăietoare se va prelua prin armături înclinate.

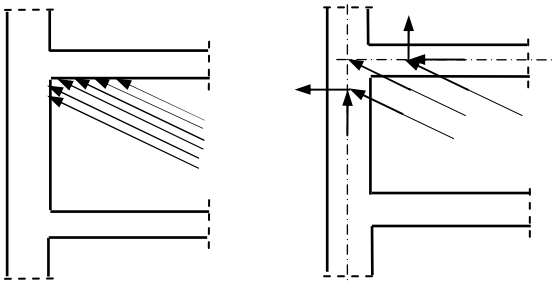


Figura 5.8.

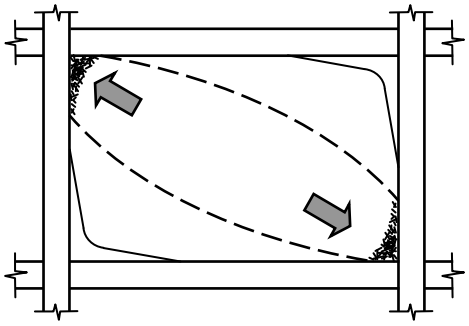


Figura 5.9.

5.10. Proiectarea planşeelor de beton

(1) La proiectarea planseelor de beton armat se vor satisface exigentele precizate la capitolul 4.

(2) Plăcile de beton armat pot îndeplini rolul de diafragmă orizontală pentru încărcări aplicate în planul lor, dacă au grosimi de cel puţin 80 mm şi sunt armate pentru a fi în măsură să preia eforturile ce le revin din încărcările verticale şi orizontale.

(3) Planşeele diafragmă pot fi realizate şi ca elemente mixte: din dale prefabricate suprabetonate, cu condiţia conectării adecvate a celor două straturi de beton.

(4) Calculul eforturilor în diafragme se va face pe baza prevederilor date în reglementările specifice diferitelor tipuri de structuri (de exemplu, CR 2-1-1.1), iar dimensionarea lor pe baza prevederilor din SR EN 1992-1-1, ca document normativ de referinţă.

(5) În cazul planşeelor aparţinând structurilor cu pereţi de beton armat din categoria de ductilitate înaltă se va verifica transmiterea forţelor orizontale de la diafragme la perete. Aceasta implică:

(a) Limitarea eforturilor unitare de forfecare la interfaţa perete – diafragmă la valoarea $1{,}5f_{ctd}$.

(b) Prevederea unei armături de conectare, dimensionate pe baza unui model cu diagonale înclinate la 45° sau a conceptului rezistenţei la forfecare prin frecare echivalentă.

6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DIN OŢEL

6.1. Generalităţi

6.1.1. Obiect şi domeniu de aplicare

(1) Acest capitol se referă la proiectarea în zone seismice a clădirilor şi a altor construcţii similare cu structură din oţel.

(2) Construcţiile din oţel se proiectează conform seriei de standarde SR EN 1993-1. Prevederile date în continuare completează aceste documente normative de referinţă pentru cazul proiectării la acţiunea seismică.

(3) Pentru clădiri cu structură compozită oţel-beton, se aplică prevederile din capitolul 7.

(4) Documentele normative complementare prezentului capitol sunt indicate în capitolul 1.5.

6.1.2. Principii de proiectare

(1) Clădirile rezistente la seism vor fi proiectate în concordanţă cu unul din următoarele concepte (vezi tabelul 6.1) privind răspunsul seismic al structurilor:

(a) Comportare disipativă a structurii;

(b) Comportare slab disipativă a structurii.

(2) În conceptul (a) se ţine cont de capacitatea unor părţi ale structurii (zone disipative) de a prelua acţiunea seismică printr-o comportare inelastică. Când se folosesc condiţiile de proiectare (spectrul de proiectare) definite în capitolul 3, valoarea de referinţă a factorului de comportare q, care depinde de clasa de ductilitate şi tipul structurii (vezi 6.3), se ia mai mare de 2,0. Aplicarea conceptului (a) presupune îndeplinirea prevederilor date în $6.2 \div 6.11$.

(3) Structurile proiectate după conceptul (a) trebuie să aparţină claselor de ductilitate a structurii DCM sau DCH. Acestor clase le corespunde o capacitate substanţială a structurii de a disipa energia în mecanisme plastice. Pentru o anumită clasă de ductilitate trebuie satisfăcute cerinţe specifice în ceea ce priveşte clasa secţiunilor şi capacitatea de rotire a zonelor potenţial plastice.

(4) În conceptul (b) starea de eforturi şi deformaţii în structură este evaluată printr-un calcul elastic, fără a considera o incursiune substanţială a materialului în domeniul inelastic. Aceste structuri aparţin clasei de ductilitate DCL. Vezi 4.4.3.1(5) pentru implicaţiile neregularităţii structurale asupra valorilor de referinţă ale factorului de comportare q.

Pentru evaluarea rezistenţei elementelor şi a îmbinărilor se utilizează seria de standarde SR EN 1993-1 ca documente normative de referinţă, fără nici o cerinţă suplimentară.

(5) Pentru structurile proiectate conform conceptului (b) din elemente cu secţiuni de clasă 1, 2 sau 3 valoarea de referinţă a factorului de comportare q se poate lua în intervalul 1-1,5.

Tabelul 6.1: Concepte de proiectare, clase de ductilitate ale structurii şi limita superioară a valorii de referinţă a factorilor de comportare

Conceptul de proiectare	Clasa de ductilitate a structurii	Domeniul valorilor de referinţă a factorilor de comportare q
Conceptul (a) Comportare disipativă a structurii	DCH (înaltă)	limitat doar de valorile din Tabelul 6.3
	DCM (medie)	$q \leq 4,0$ limitat şi de valorile din Tabelul 6.3
Conceptul (b) Comportare slab-disipativă a structurii	DCL (joasă)	$q \leq 1,5$

(6) Pentru structurile proiectate conform conceptului (b) din elemente cu secţiuni de clasă 4 valoarea de referinţă a factorului de comportare q se limitează la valoarea 1,0.

Elementele structurale realizate din secţiuni se clasă 4 se verifică conform SR EN 1993-1-3, respectiv SR EN 1993-1-5. Dacă valoarea tensiunii din secţiune, rezultată din solicitarea de calcul, este mai mare sau egală cu tensiunea critică, verificarea se face folosind caracteristicile geometrice ale secţiunii eficace. Dacă valoarea tensiunii din secţiune este mai mică decât tensiunea critică, verificarea se face folosind caracteristicile elastice ale secţiunii.

6.1.3. Verificarea siguranţei

(1) Pentru verificarea la starea limită ultimă, coeficientul parţial pentru oţel $\gamma_s=\gamma_M$ trebuie să ţină cont de posibilitatea degradării de rezistenţă datorită solicitării ciclice. În lipsa unor date specifice, se pot adopta următoarele valori ale coeficienţilor parţiali de siguranţă pentru verificarea la starea limită ultimă în gruparea seismică de încărcări:

- pentru verificarea de rezistenţă a secţiunii transversale: γ_{M0}=1,1
- pentru verificarea de stabilitate a barelor: γ_{M1}=1,1
- pentru verificarea rezistenţei la rupere a secţiunilor transversale întinse: γ_{M2}=1,25

Coeficienţii parţiali de siguranţă γ_{M2}, γ_{M3}, γ_{M4}, γ_{M5}, $\gamma_{M6,ser}$ şi γ_{M7} pentru rezistenţa îmbinărilor se aplică conform SR EN 1993-1-8 şi anexa sa naţională.

(2) În verificările ierarhiei capacităţii prevăzute în paragrafele 6.6-6.12, se ţine seama de posibilitatea ca limita de curgere efectivă a oţelului să fie mai mare decât limita de curgere nominală (f_y), prin introducerea unui factor de suprarezistenţă a limitei de curgere γ_{ov}.

6.2. Condiţii privind materialele

(1) Oţelul utilizat trebuie să respecte prevederile documentelor normative de la 6.1.1.(4).

(2) Oţelul folosite în elementele structurale cu rol disipativ vor avea raportul dintre rezistenţa la rupere f_u şi limita de curgere f_y de cel puţin 1,20, iar alungirea la rupere de cel puţin 20%. Oţelul trebuie să prezinte un palier de curgere distinct, cu alungire specifică la sfârşitul palierului de curgere de cel puţin 1,5%.

(3) Elementele din tablă de grosimi mai mari de 16 mm, solicitate la tensiuni de întindere, perpendicular pe planul lor, se vor controla ultrasonic pe toată zona astfel solicitată. Se vor efectua încercări la tracţiune pe direcţie perpendiculară pe suprafaţa pieselor din zona îmbinărilor rigide grindă-stâlp solicitate la tensiuni de întindere perpendicular pe planul lor (SR EN ISO 6892-1).

(4) Distribuţia în structură a proprietăţilor materialelor, cum ar fi limita de curgere şi rezilienţa, trebuie să fie de aşa natură, încât zonele disipative să se formeze acolo unde s-a intenţionat la proiectare.

(5) Cerinţa de la (4) poate fi considerată satisfăcută dacă limita de curgere reală $f_{y,max}$ a oţelului din zona disipativă satisface următoarea expresie: $f_{y,max} \leq \gamma_{ov} \cdot f_y$, unde factorul de suprarezistenţă γ_{ov} este definit ca raportul dintre limita de curgere reală, $f_{y,max}$ şi limita de curgere nominală, f_y. Factorul de suprarezistenţă poate fi determinat după cum urmează:

(a) În lipsa unor date specifice proiectului, valorile factorului de suprarezistenţă γ_{ov} pot fi considerate egale cu: γ_{ov} = 1,40 pentru S235; γ_{ov} = 1,30 pentru S275; γ_{ov} = 1,25 pentru S355.

(b) În cazul în care producătorul de oţel garantează valoarea superioară a limitei de curgere a oţelului ($f_{y,max}$), factorul de suprarezistenţă poate fi determinat din expresia $\gamma_{ov} = f_{y,max} / f_y$.

(c) În cazul în care se fac măsurători ale proprietăţilor mecanice pe oţelul folosit la realizarea structurii, factorul de suprarezistenţă poate fi determinat din expresia $\gamma_{ov} = f_{y,max} / f_y$.

(6) Pentru zonele şi barele disipative, valoarea limitei de curgere $f_{y,max}$ care nu poate fi depăşită de materialul folosit efectiv la realizarea structurii, trebuie specificată şi notată în planurile de execuţie.

(7) Îmbinările cu şuruburi ale structurilor rezistente la seism se vor proiecta cu şuruburi de înaltă rezistenţă grupele 8.8 şi 10.9.

(8) Şuruburile de ancoraj ale stâlpilor în fundaţii vor fi realizate din oţeluri din grupele de calitate 4.6, 5.6, 5.8 şi 6.8. În cazul solicitărilor foarte mari, care ar conduce la rezolvări constructive complicate ale bazelor stâlpilor, se acceptă utilizarea şuruburilor cu caracteristici fizico-mecanice ale grupei de calitate 8.8. (din oţel slab aliat cu tratament termic de normalizare).

(9) Tenacitatea oţelului şi a sudurilor trebuie să satisfacă cerinţele pentru acţiunea seismică la valoarea cvasi-permanentă a temperaturii de exploatare (vezi SR EN 1993-1-10).

Grosimea maximă a pereţilor elementelor în funcţie de marca oţelului, valoarea KV a energiei de rupere (in J), temperatura minimă de referinţă T_{Ed} (pentru o perioadă de revenire de 50 ani) în elementele întinse sau încovoiate este dată în Tabelul 6.2.

Energia de rupere KV a oţelului şi a îmbinărilor sudate va fi cel puţin 27J la temperatura minimă de referinţă considerată în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică. Aceste valori vor fi înscrise în planurile de execuţie.

Tabelul 6.2 Grosimea maximă a pereţilor elementelor (în mm)

Marca oţelului (SR EN 10025-1, SR EN 10025-2, SR EN 10210-1)	Calitatea	Energia Charpy KV		Temperatura de referinţă T_{Ed} [°C]						
		la T [°C]	J_{min}	10	0	-10	-20	-30	-40	-50
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50

6.3. Tipuri de structuri şi factori de comportare

6.3.1. Tipuri de structuri

(1) Construcţiile din oţel vor fi încadrate în unul din următoarele tipuri structurale în funcţie de comportarea structurii de rezistenţă sub acţiunea seismică (vezi Tabelul 6.3):

(a) **Cadre necontravântuite.** Forţele orizontale sunt preluate în principal prin încovoiere. La aceste structuri, zonele disipative sunt situate la capetele grinzilor în vecinătatea îmbinării grindă-stâlp, iar energia este disipată prin încovoiere ciclică.

Zonele disipative pot fi situate şi în stâlpi:

- la baza stâlpilor;
- la partea superioară a stâlpilor de la ultimul etaj al clădirilor multietajate;
- la partea superioară şi la baza stâlpilor la clădirile cu un singur nivel la care N_{Ed} în stâlpi satisface condiţia $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$. (N_{Ed} – efortul axial de proiectare rezultat din gruparea de încărcări care include acţiunea seismică; $N_{pl,Rd}$ – rezistența plastică de proiectare a secțiunii la efort axial).

(b) **Cadrele contravântuite centric.** Forţele orizontale sunt, în principal, preluate de elemente solicitate la eforturi axiale. În aceste structuri, zonele disipative sunt, de regulă, situate în diagonalele întinse. Contravântuirile pot fi proiectate în una din următoarele două soluţii:

- Contravântuiri cu diagonale întinse active, la care forţele orizontale sunt preluate numai de diagonalele întinse, neglijând diagonalele comprimate.
- Contravântuiri cu diagonale în V, la care forţele orizontale sunt preluate atât de diagonalele întinse cât şi cele comprimate. Punctul de intersectare al acestor diagonale este situat pe grindă, care trebuie să fie continuă.

Contravântuirile în K, la care intersecţia diagonalelor este situată pe stâlpi (vezi Figura 6.1) nu sunt permise.

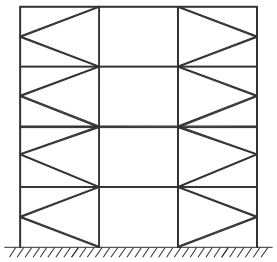


Figura 6.1. Cadru cu contravântuiri în K

(c) **Cadre contravântuite excentric.** La aceste structuri forţele orizontale sunt preluate, în principal, de elementele încărcate axial. Prinderea excentrică a diagonalelor pe grindă duce la apariţia unor zone disipative care disipează energia prin încovoiere ciclică şi/sau prin forfecare ciclică. Trebuie utilizate configuraţiile din Tabelul 6.3, care asigură că toate barele disipative pot fi active.

(d) **Structuri de tip pendul inversat.** La aceste structuri, cel puţin 50% din masă este amplasată în treimea superioară a înălţimii construcţiei sau disiparea energiei seismice are loc preponderent la baza unui singur element structural (de exemplu structurile cu un singur stâlp cu secţiune plină sau cu zăbrele). Structurile de tip cadre parter necontravântuite pe ambele direcţii cu partea superioară a stâlpilor legată pe ambele direcţii, la care forţele axiale din stâlpi îndeplinesc condiţia $N_{Ed}<0,3N_{pl,Rd}$, nu fac parte din această categorie.

(e) **Structuri din oţel asociate cu nuclee sau pereţi de beton armat.** La aceste structuri forţele orizontale sunt preluate, în principal, de nucleele sau pereţii din beton armat, în timp ce structura metalică preia numai forţele gravitaţionale.

(f) **Structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite)**. La aceste structuri forţele orizontale sunt preluate de ambele tipuri de cadre proporţional cu rigiditatea acestora.

(g) **Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat.** La aceste structuri forţele orizontale sunt preluate în principal de elemente solicitate la eforturi axiale. Zonele disipative sunt situate în contravântuiri, a căror alcătuire specială împiedică flambajul miezului de oţel, asigurând un răspuns ciclic stabil şi qvasi-simetric. Rezultă o comportare globală superioară cadrelor contravântuite centric clasice (vezi punctul (b)).

6.3.2. Factori de comportare

(1) Factorul de comportare q exprimă capacitatea structurii de disipare a energiei. Factorul q poate fi luat din Tabelul 6.3, cu condiţia satisfacerii cerinţelor de regularitate a structurii din capitolul 4 şi a condiţiilor de la 6.4 ÷ 6.11.

(2) Dacă clădirea este neregulată în elevaţie (vezi 4.4.3.3.), valorile lui q menţionate în Tabelul 6.3 trebuie reduse cu 20%.

(3) Când nu sunt efectuate calcule pentru evaluarea multiplicatorului α_u/α_1 pot fi utilizate valorile aproximative ale raportului α_u/α_1 prezentate în Tabelul 6.3. Parametrii α_u şi α_1 sunt definiţi după cum urmează:

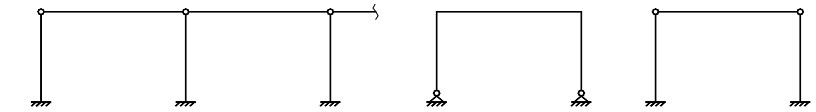
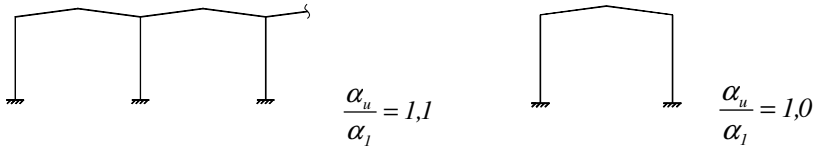
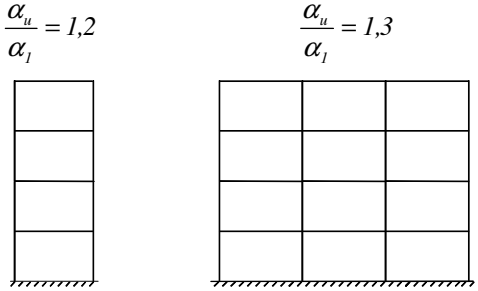
α_1 factorul de multiplicare al forţelor seismice de proiectare corespunzător apariţiei primei articulaţii plastice în sistem.

α_u factorul de multiplicare al forţelor seismice de proiectare care corespunde formării unui număr de articulaţii plastice suficient de mare pentru a aduce structura în situaţia de mecanism cinematic. Coeficientul α_u poate fi obţinut printr-un calcul structural static neliniar (biografic).

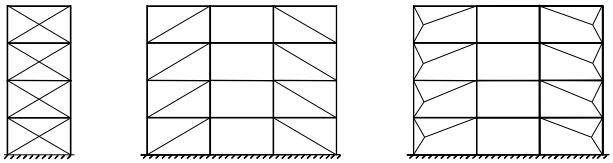
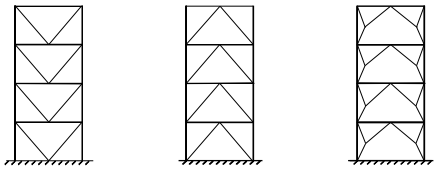
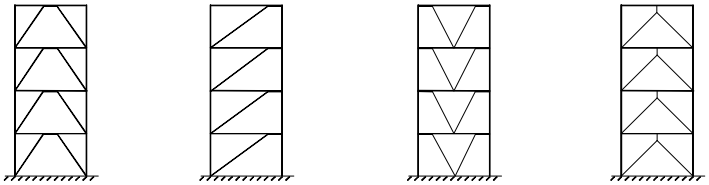
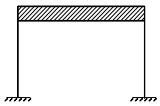
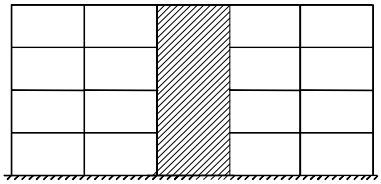
(4) Valorile raportului α_u/α_1 obţinute prin calcul pot rezulta mai mari decât cele date în Tabelul 6.3. Valoarea adoptată în calcul se limitează la: $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}6$.

(5) Structura va fi conformată astfel încât să aibă capacitatea de deformare în domeniul inelastic cât mai apropiată pe ambele direcţii. Factorul de comportare q se va considera pe fiecare direcţie cu valoarea dată în Tabelul 6.3.

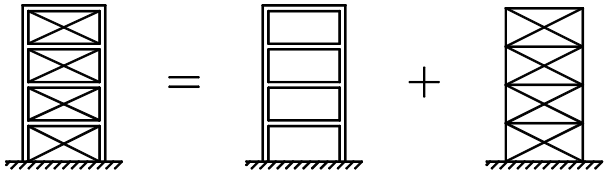
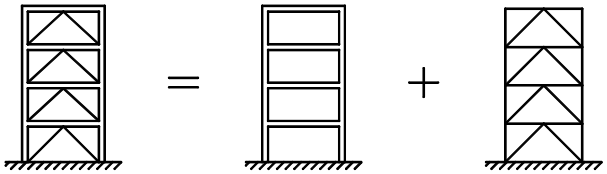
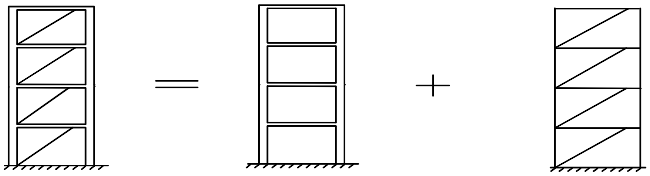
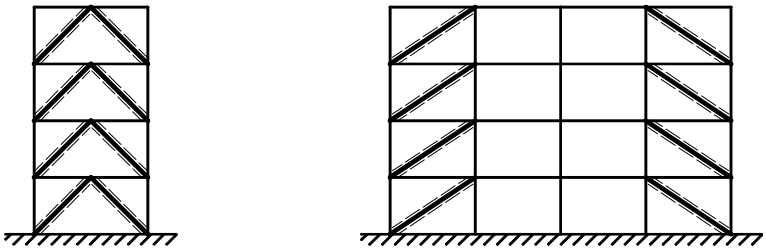
Tabelul 6.3. Limitele superioare ale valorilor factorilor de comportare q pentru structuri regulate în elevaţie

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
a) Cadre necontravântuite - Structuri parter 	3,0	2,5
	$5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
- Structuri etajate  - Zone disipative în grinzi şi la baza stâlpilor	$5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4

Tabelul 6.3 (continuare)

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
b) Cadre contravântuite centric Contravântuiri cu diagonale întinse  Zonele disipative - numai diagonalele întinse	4	4
Contravântuiri cu diagonale în V  Zone disipative - diagonalele întinse şi comprimate	2,5	2
c) Cadre contravântuite excentric $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}2$  Zone disipative în barele disipative încovoiate sau forfecate	$5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
d) Pendul inversat $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1$ $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}1$  Zone disipative la baza stâlpilor Zone disipative în stâlpi $N_{Ed} / N_{pl\,Rd} > 0{,}3$	$2\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	2
e) Structuri cu nuclee sau pereţi de beton 	vezi cap. 5	

Tabelul 6.3 (continuare)

Tipuri de structuri	Clasa de ductilitate a structurii	
	DCH	DCM
f) Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite în X şi alternante) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}2$  Zone disipative în cadrele necontravântuite şi în diagonalele întinse	$4\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite în V) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}2$  Zone disipative în cadrele necontravântuite şi în diagonale	$2{,}5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	2
Cadre duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravântuite excentric) $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}2$  Zone disipative în cadrele necontravântuite şi în barele disipative încovoiate sau forfecate	$5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4
g) Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat $\frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 1{,}2$  Zone disipative în contravântuirile cu flambaj împiedicat	$5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	4

6.4. Calculul structurii

(1) Proiectarea planşeelor ca diafragme orizontale, trebuie să satisfacă 4.4.1.6.

(2) Calculul structurii se realizează în ipoteza că toate elementele structurilor sunt active, cu excepţia structurilor în cadre contravântuite centric, cu diagonale în X sau alternante, la care, dacă nu se efectuează un calcul neliniar, diagonala comprimată se consideră că nu participă la preluarea acţiunii seismice.

6.5. Reguli pentru comportarea disipativă a structurilor

6.5.1. Generalităţi

(1) Criteriile de proiectare date la 6.5.2 se aplică zonelor sau barelor structurilor proiectate conform conceptului de comportare disipativă a structurii la acţiunea seismică.

(2) Criteriile de proiectare date la 6.5.2 se consideră satisfăcute dacă sunt respectate regulile date la 6.5.3 ÷ 6.5.5.

6.5.2. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

(1) Structurile cu zone disipative trebuie proiectate astfel încât plasticizarea secţiunilor, pierderea stabilităţii locale sau alte fenomene datorate comportării histeretice să nu conducă la pierderea stabilităţii generale a structurii.

(2) Elementele componente ale secţiunii zonelor disipative trebuie să îndeplinească condiţiile de ductilitate şi rezistenţă.

(3) Zonele disipative pot fi situate în barele structurii sau în îmbinări.

(4) Dacă zonele disipative se află în elementele structurale, părţile nedisipative şi îmbinările nedisipative trebuie să aibă o suprarezistenţă suficientă pentru a permite dezvoltarea plasticizărilor ciclice numai în zonele potenţial plastice (disipative).

(5) Dacă zonele disipative se află în îmbinări, elementele îmbinate trebuie să aibă o suprarezistenţă suficientă pentru a permite dezvoltarea plasticizărilor ciclice în îmbinări.

6.5.3. Reguli de proiectare pentru elemente disipative supuse la compresiune şi/sau încovoiere

(1) Elementelor care disipează energia lucrând la compresiune şi/sau încovoiere, trebuie să li se asigure o ductilitate suficientă prin limitarea supleţii pereţilor secţiunii, conform claselor de secţiuni transversale definite SR EN 1993-1-1.

(2) Cerinţele impuse clasei de secţiune a elementelor disipative în funcţie de clasa de ductilitate a structurii şi valoarea de referinţă a factorului de comportare q este indicată în Tabelul 6.4.

Tabelul 6.4. Cerinţele clasei de secţiune a elementelor disipative în funcţie de clasa de ductilitate a structurii şi valoarea de referinţă a factorului de comportare q.

Clasa de ductilitate a structurii	Valoarea de referinţă a factorului de comportare q	Clasa de secţiune
DCH	conform Tabelului 6.3	clasa 1
DCM	conform Tabelului 6.3	clasa 1 sau 2
DCL	$1,0 \le q \le 1,5$	clasa 1, 2 sau 3
	$q = 1,0$	clasa 1, 2, 3 sau 4

6.5.4. Reguli de proiectare pentru elemente întinse

(1) Cerinţele de ductilitate pentru elemente întinse sunt date în SR EN 1993-1-1.

6.5.5. Reguli de proiectare pentru îmbinări în zone disipative

(1) Alcătuirea constructivă a îmbinărilor în zone disipative trebuie să limiteze apariţia tensiunilor reziduale mari, defectelor de execuţie şi să dirijeze dezvoltarea deformaţiilor plastice în zonele special conformate în acest scop.

(2) Îmbinările nedisipative ale elementelor disipative realizate cu sudură în relief sau cu şuruburi trebuie să satisfacă următoarea relaţie:

$$R_d \ge 1{,}1\gamma_{ov} R_{fy} \qquad (6.1)$$

unde,

R_d rezistenţa îmbinării, corespunzătoare modului de solicitare la care este supusă. Pentru calculul R_d se utilizează SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referinţă

R_{fy} rezistenţa plastică a elementului disipativ care se îmbină corespunzătoare modului de solicitare la care acesta este supus, conform prevederilor din 6.6.2, 6.7.3 şi 6.8.2 utilizând limita de curgere de calcul a oţelului

γ_{ov} conform 6.2(5)

(3) Îmbinările nedisipative ale elementelor disipative realizate cu sudură în adâncime cu pătrundere completă (nivel de acceptare B, conform reglementărilor tehnice în vigoare privind calitatea îmbinărilor sudate din oţel ale construcţiilor) pot fi considerate că îndeplinesc cerinţa de suprarezistenţă dacă alcătuirea acestora a fost validată experimental.

(4) Îmbinările cu şuruburi solicitate în planul îmbinării (şuruburi supuse la forfecare) se vor realiza cu şuruburi de înaltă rezistenţă (grupa 8.8 sau 10.9) pretensionate, eforturile fiind transmise prin frecare. Sunt admise îmbinări din categoriile B (lunecarea împiedicată la starea limită de serviciu) şi C (lunecarea împiedicată la starea limită ultimă), aşa cum sunt prezentate în SR EN 1993-1-8. Suprafeţele pieselor în contact vor fi prelucrate pentru a se încadra în clasele A (coeficient de frecare $\mu \ge 0.5$) sau B (coeficient de frecare $\mu \ge 0.4$) aşa cum sunt descrise în SR EN 1090-2, ca document normativ de referinţă.

(5) Îmbinările cu şuruburi solicitate perpendicular pe planul îmbinării (şuruburi supuse la întindere) se vor realiza cu şuruburi de înaltă rezistenţă (grupa 8.8 sau 10.9) pretensionate. Se folosesc îmbinări din categoria E (SR EN 1993-1-8).

(6) Îmbinările cu şuruburi supuse la solicitări complexe (în planul îmbinării şi perpendicular pe planul acestora) se vor realiza cu şuruburi de înaltă rezistenţă (grupele 8.8 şi 10.9) pretensionate. Sunt admise îmbinări din categoriile B şi C (SR EN 1993-1-8), suprafeţele pieselor în contact fiind prelucrate pentru a se încadra în clasele A sau B.

(7) La îmbinările cu şuruburi solicitate în planul lor, rezistenţa la forfecare a şuruburilor trebuie să depăşească cu cel puţin 20% rezistenţa la presiune pe pereţii găurii.

(8) Atunci când există incertitudini asupra comportării unor elemente structurale se va recurge şi la încercări experimentale. În aceste situaţii, rezistenţa şi ductilitatea elementelor şi a îmbinărilor vor fi stabilite prin încercări la încărcări ciclice, pentru a satisface cerinţele specifice definite la 6.6 ÷ 6.9 pentru fiecare tip de structură şi clasă de ductilitate structurală.

(9) Se pot folosi rezultatele experimentale din literatura de specialitate, obţinute pe elemente similare.

(10) Se admite ca rezistenţa la forfecare sau presiune pe pereţii găurii a îmbinărilor cu şuruburi de înaltă rezistenţă să se calculeze ca pentru îmbinări cu şuruburi obişnuite. Pentru determinarea rezistenţei îmbinărilor supuse la forfecare şi/sau întindere şi forfecare, se va utiliza SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referinţă.

(11) Într-o îmbinare cu şuruburi nu se vor folosi, pentru preluarea eforturilor, şi cordoane de sudură.

(12) Se acceptă folosirea găurilor ovalizate la îmbinări solicitate în planul lor, cu condiţia ca ovalizarea să fie perpendiculară pe direcţia de solicitare.

6.5.6. Reguli de proiectare pentru şuruburile de ancoraj

(1) Şuruburile de ancoraj vor fi proiectate la efortul maxim de întindere rezultat din combinaţia de încărcări care include acţiunea seismică. Efectele acţiunii E_{Fd} (eforturile de la baza stâlpului) se determină cu relaţia:

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \Omega_T E_{F,E}$$

Semnificaţiile termenilor $E_{F,G}$, $E_{F,E}$ sunt cele de la 4.6.2.5.

Raportul Ω_T reprezintă valoarea suprarezistenţei sistemului structural şi se calculează în funcţie de tipul structurii (vezi relaţiile 6.6.3 pentru cadre necontravântuite, relaţiile de la 6.7.4 pentru cadre contravântuite centric, relaţiile de la 6.8.3 pentru cadre contravântuite excentric şi relaţiile de la 6.11.5 pentru cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat).

Valoarea suprarezistenţei sistemului structural Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiţia $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3).

În cazul unui calcul simplificat, se pot adopta valorile suprarezistenţei din Anexa F.

(2) Pentru evitarea ruperii fragile, se recomandă ca detaliul de prindere a stâlpilor în infrastructură să asigure o zonă de deformaţie liberă a şuruburilor de ancoraj de minim *5d*, unde *d* este diametrul tijei şurubului.

(3) Se recomandă ca transmiterea forţelor orizontale de la infrastructură la suprastructură să nu se realizeze prin intermediul şuruburilor de ancoraj. Pentru aceasta, se poate aplica una din următoarele condiţii constructive:

(a) înglobarea bazei stâlpului într-o suprabetonare armată pe o înălţime egală cu cel puţin 40 cm sau 0,5 din înălţimea secţiunii stâlpului;

(b) prevederea unor elemente sudate sub placa de bază a stâlpului, care vor fi înglobate în goluri special executate în fundaţii, odată cu sub-betonarea bazei. Aceste elemente vor fi dimensionate astfel încât să poată transmite forţa tăietoare de la baza stâlpului la fundaţie.

(c) înglobarea stâlpului în infrastructură pe o înălţime care sa îi asigure ancorarea directă, fără a fi necesare şuruburi de ancoraj.

6.6. Cadre necontravântuite

6.6.1. Criterii de proiectare

(1) Cadrele necontravântuite trebuie proiectate astfel încât articulaţiile plastice să se formeze în grinzi sau în îmbinările acestora. Se acceptă formarea articulaţiilor plastice şi în stâlpi conform 6.3.1(1)(a).

(2) În funcţie de zonele disipative alese (elemente sau îmbinări), se aplică prevederile de la 6.5.2(4), respectiv 6.5.2(5).

(3) Formarea articulaţiilor plastice în zonele special conformate în structură poate fi obţinută respectând 6.6.2 şi 6.6.3.

6.6.2. Grinzi

(1) Pentru verificarea şi conformarea grinzilor la stabilitate generală se va utiliza SR EN 1993-1-1 în ipoteza că numai la unul din capete s-a format o articulaţie plastică.

(2) În zonele potenţial plastice trebuie ca momentul capabil plastic, şi capacitatea de rotire a secţiunii să nu fie diminuate de eforturile axiale şi de forfecare. Pentru aceasta trebuie îndeplinite următoarele condiţii :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \le 1{,}0 \qquad (6.2)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \le 0{,}15 \qquad (6.3)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \le 0{,}5 \qquad (6.4)$$

unde:

$$V_{Ed}=V_{Ed,G}+ V_{Ed,M} \qquad (6.5)$$

N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} sunt eforturile de proiectare, respectiv forţa axială, moment încovoietor şi forţa tăietoare, din gruparea de încărcări care include acţiunea seismică;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ sunt rezistenţele plastice de proiectare ale secţiunii;

$V_{Ed,G}$ forţa tăietoare din acţiunile neseismice conţinute în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică;

$V_{Ed,M}$ forţa tăietoare rezultată din aplicarea momentelor plastice $M_{pl,Rd,A}$ şi $M_{pl,Rd,B}$ cu semne opuse la cele două capete A şi B ale grinzii;

$V_{Ed,M}= (M_{pl,Rd,A}+M_{pl,Rd,B}) / L$; unde L este deschiderea grinzii.

(3) Pentru secţiuni de clasă 3, în relaţia (6.2) se va înlocui $M_{pl,Rd}$ cu $M_{el,Rd}$ (vezi SR EN 1993-1-1:2006).

(4) Pentru dirijarea articulaţiilor plastice în grindă, se poate reduce lăţimea tălpilor în vecinătatea îmbinării grindă-stâlp (vezi Anexa F). Secţiunea redusă se va verifica la starea limită ultimă la eforturile de proiectare din gruparea de încărcări care include acţiunea seismică.

(5) La capetele zonelor potenţial plastice ambele tălpi ale grinzilor vor fi rezemate lateral direct sau indirect. Suplimentar, reazemele laterale vor fi amplasate în zonele unde se aplică forţele concentrate şi în alte locuri unde calculul structurii indică posibilitatea apariţiei unei articulaţii plastice.

(6) Reazemele laterale adiacente zonelor potenţial plastice vor fi proiectate să preia o forţă laterală egală cu $0,06\gamma_{ov} f_y t_f b$. Celelalte reazeme laterale vor fi calculate pentru o forţă egală cu $0,02\gamma_{ov} f_y t_f b$.

6.6.3. Stâlpi

(1) Stâlpii se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinaţie de eforturi. Pentru verificările de rezistenţă şi stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referinţă. Eforturile de calcul în situaţia seismică de proiectare se determină cu relaţiile:

$$N_{Ed}= N_{Ed,G}+ \Omega_T N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed}= M_{Ed,G}+ \Omega_T M_{Ed,E} \qquad (6.6)$$

$$V_{Ed}= V_{Ed,G}+ \Omega_T V_{Ed,E}$$

în care:

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sunt eforturile de proiectare, respectiv forţa axială, moment încovoietor şi forţa tăietoare, din acţiunile neseismice conţinute în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică.

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ efortul axial, momentul încovoietor şi forţa tăietoare în stâlp din acţiunea seismică de proiectare.

Ω_T este valoarea suprarezistenţei sistemului structural. Pentru cadrele necontravântuite, $\Omega_T = 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^M$

Ω^M valoarea minimă a lui $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ calculată pentru toate grinzile în care sunt zone potenţial plastice. Valoarea lui Ω^M se calculează pentru fiecare direcţie a structurii;

$M_{pl,Rd,i}$ este rezistenţa plastică de proiectare în grinda "i";

$M_{Ed,i}$ este momentul încovoietor în grinda "i" din gruparea de încărcări care include acţiunea seismică.

Notă. Valoarea suprarezistenţei Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiţia $\Omega_T \le q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3). În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenţei din Anexa F.

(2) Pentru fiecare grindă a structurii, se calculează un singur raport Ω_i^M, la capătul grinzii unde momentul $|M_{Ed,i}|$ are valoarea maximă. Diferenţa dintre valorile maxime şi minime ale raportului Ω_i^M (pe fiecare direcţie a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%.

Nota 1: În cazul în care nu se poate asigura o variaţie sub 25% a raportului Ω_i^M, mecanismul plastic al structurii trebuie verificat printr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar.

Nota 2:. În mod practic valorile eforturilor N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} se obţin din gruparea seismică de încărcări, unde acţiunea seismică se multiplică cu Ω_T.

(3) Forţa tăietoare din stâlp, V_{Ed}, rezultată din calculul structurii trebuie să satisfacă condiţia

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \le 0{,}5 \qquad (6.7)$$

(4) Transferul eforturilor de la grinzi la stâlpi se face în ipoteza de îmbinare grindă-stâlp rigidă.

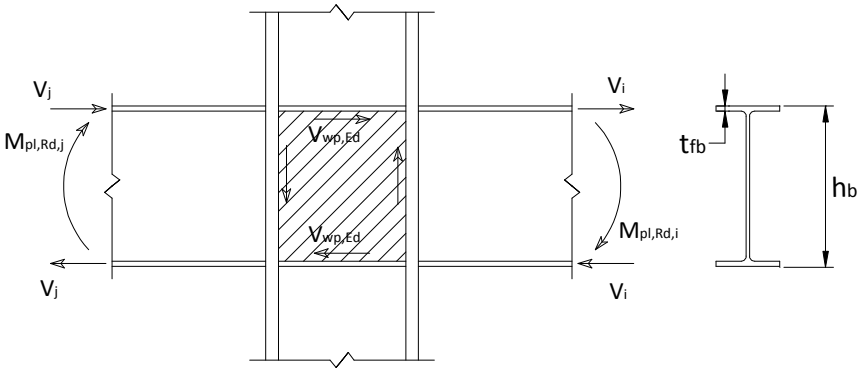


Figura 6.2. Îmbinare grindă – stâlp. Panoul de inimă a stâlpului.

(5) Panourile de inimă ale stâlpilor din zona îmbinărilor grindă-stâlp (Figura 6.2) trebuie să satisfacă următoarea condiţie:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} \le 1{,}0 \qquad (6.8)$$

în care:

$V_{wp,Ed}$ valoarea forţei tăietoare în panou calculată în funcţie de momentele plastice ale zonelor disipative ale grinzilor adiacente, corectate prin proiectarea la faţa stâlpului ($M^{\text{cor}}_{pl,Rd}$)

$$V_{wp,Ed} = \frac{M^{\text{cor}}_{pl,Rd,i} + M^{cor}_{pl,Rd,\text{j}}}{h_b - t_{fb}} \qquad (6.9)$$

t_{fb} grosimea tălpii grinzii

h_b înălţimea totală a secţiunii grinzii (inimă + tălpi)

$V_{wp,Rd}$ rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare a panoului inimii stâlpului, determinat conform SR EN 1993-1-8, paragraful 6.2.6.1.

(6) Când îmbinarea grindă-stâlp se realizează prin sudarea directă de tălpile stâlpului a tălpilor grinzilor sau a ecliselor prevăzute pe tălpile grinzilor, se vor prevedea rigidizări de continuitate pentru a transmite eforturile din tălpile grinzii la inima sau inimile stâlpului. Aceste rigidizări vor avea grosimea cel puţin egală cu grosimea tălpii grinzii sau a eclisei de pe talpa grinzii.

(7) Prinderea rigidizărilor de continuitate de tălpile stâlpului se va face cu sudură în adâncime cu pătrunderea completă sau cu suduri în relief pe ambele feţe. Îmbinările sudate vor avea capacitatea de rezistenţă egală cu minimul dintre:

- capacitatea de rezistenţă a rigidizărilor de continuitate;
- efortul maxim din tălpile grinzii.

(8) Prinderile rigidizărilor de continuitate de inima stâlpului vor avea rezistenţa capabilă cel puţin egală cu:

- rezistenţa capabilă a rigidizărilor de continuitate;
- efortul efectiv care este transmis de rigidizare.

(9) În zona îmbinării grindă-stâlp, tălpile stâlpului vor fi legate lateral la nivelul tălpii superioare a grinzilor. Fiecare rezemare laterală va fi proiectată la o forţă egală cu $0{,}02 f_y t_f b$ (t_f, b – dimensiunile tălpii grinzii).

(10) În planul cadrelor în care grinzile pot forma articulaţii plastice, zvelteţea stâlpului se limitează la:

$$0{,}7\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}7\lambda_e \qquad (\lambda_e = \pi\sqrt{\frac{E}{f_y}}) \qquad (6.10)$$

(11) În planul în care nu se pot forma articulaţii plastice în grinzi, zvelteţea stâlpului se limitează la:

$$1{,}3\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}3\lambda_e \qquad (6.11)$$

6.6.4. Îmbinările grindă-stâlp

(1) Dacă structura este proiectată să disipeze energia în grinzi, îmbinările grinzilor cu stâlpii trebuie să fie proiectate astfel încât să lucreze în domeniul elastic pe toată

durata de acţiune a seismului, în funcţie de momentul capabil $M_{pl,Rd}$ şi de forţa tăietoare ($V_{Ed,G}$ + $V_{Ed,M}$) evaluate conform 6.6.2.

(2) Capacitatea de rotire totală a nodului grindă-stâlp θ trebuie să fie cel puţin egală cu 0,04 rad, pentru structurile din clasa de ductilitate DCH, respectiv 0,03 rad pentru cele din clasa DCM.

Capacitatea de rotire totală θ trebuie să fie asigurată la încărcări ciclice, fără degradări ale rezistenţei şi rigidităţii mai mari de 20%. Această cerinţă este valabilă indiferent de amplasarea zonelor disipative luate în considerare la proiectare.

$$\theta = \frac{\delta}{0,5L} \tag{6.12}$$

unde δ şi L sunt săgeata grinzii la mijlocul deschiderii şi, respectiv, deschiderea grinzii (Figura 6.3).

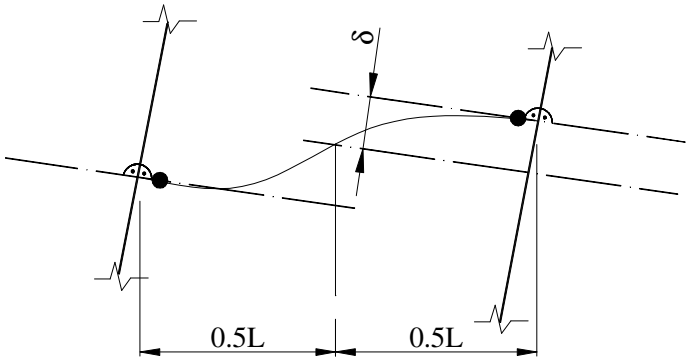


Figura 6.3. Săgeta δ la mijlocul grinzii luată în considerare pentru calculul rotirii θ

6.6.5. Îmbinările de continuitate ale stâlpilor

(1) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor amplasa la aproximativ 1/3 din înălţimea de etaj a stâlpului şi se vor calcula în conformitate cu prevederile din SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referinţă.

6.7. Cadre contravântuite centric

6.7.1. Criterii de proiectare

(1) Cadrele contravântuite centric trebuie proiectate astfel încât plasticizarea diagonalelor întinse să se producă înainte de formarea articulaţiilor plastice sau de pierderea stabilităţii generale în grinzi şi stâlpi. Îmbinările vor fi verificate în conformitate cu prevederile de la 6.5.5.

(2) Diagonalele contravântuirilor trebuie amplasate astfel încât structura să aibă deplasări laterale relative cu valori apropiate, la fiecare nivel şi pe orice direcţie contravântuită.

(3) În acest scop, la fiecare etaj trebuie respectate următoarele reguli:

$$\frac{\left|A^{+}-A^{-}\right|}{A^{+}+A^{-}} \le 0{,}05 \qquad (6.13)$$

în care A^+ şi A^- sunt ariile proiecţiilor orizontale ale secţiunilor transversale ale diagonalelor întinse, când acţiunea seismică orizontală are sensuri diferite (Figura 6.4).

6.7.2. Particularităţi de calcul

(1) Încărcările gravitaţionale, se consideră preluate numai de grinzi şi stâlpi, fără a se ţine cont de elementele de contravântuire.

(2) Sub acţiunea seismică, într-un calcul static liniar (calcul în domeniul elastic) se consideră că:

- la cadre cu contravântuiri în X sau alternante (la care diagonalele întinse şi cele comprimate nu se intersectează, vezi Figura 6.4), se iau în considerare numai diagonalele întinse;
- la cadre cu contravântuiri în V, se iau în considerare atât diagonalele întinse cât şi cele comprimate.

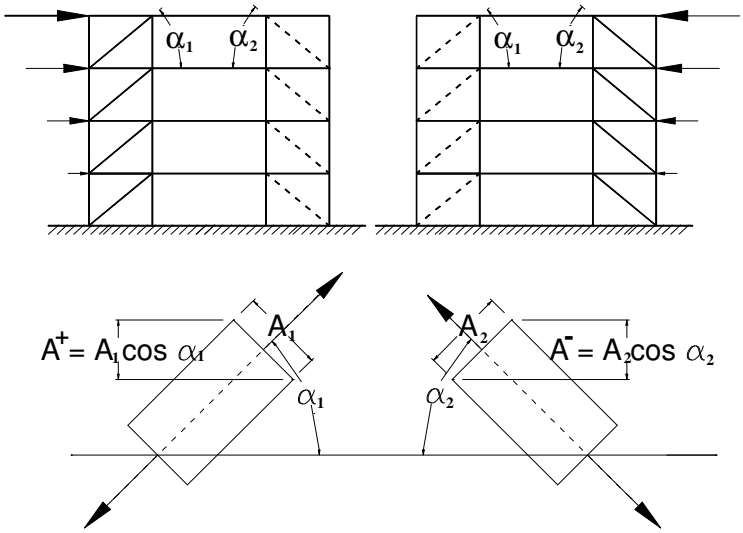


Figura 6.4. Exemple de aplicare a prevederilor de la 6.7.1.(2)

(3) Cadrele contravântuite în X pe două nivele se asimilează cadrelor cu contravântuiri în X pe un nivel.

(4) Performanţa seismică a cadrelor cu contravântuiri dezvoltate pe mai multe nivele trebuie verificată printr-un calcul static sau dinamic neliniar.

(5) Luarea în considerare a ambelor tipuri de diagonale, întinse şi comprimate, în calculul oricăror tipuri de contravântuiri centrice este permisă, dacă sunt satisfăcute următoarele condiţii:

(a) se face un calcul static neliniar (biografic) sau un calcul dinamic neliniar (time history);

(b) discretizarea diagonalelor se face cu elemente finite care să modeleze flambajul diagonalelor comprimate;

6.7.3. Calculul diagonalelor

(1) La cadrele cu contravântuiri cu diagonale in X, valorile zvelteţei adimensionale $\overline{\lambda}$ trebuie să fie cuprinse în intervalul: $1{,}3 < \overline{\lambda} \le 2{,}0$ ($1{,}3\lambda_e < \lambda \le 2{,}0\lambda_e$).

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

unde

N_{cr} forţa critică de flambaj

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

L_{cr} lungimea de flambaj

Limita de 1,3 este stabilită pentru a evita supraîncărcarea stâlpilor în stadiul premergător atingerii forţei critice de flambaj (când atât diagonalele comprimate cat si cele întinse sunt active).

La construcţiile cu până la doua niveluri nu se aplică nici o limitare suplimentară pentru $\overline{\lambda}$ faţă de cele date în SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referinţă.

(2) La cadrele contravântuite cu diagonale care lucrează la întindere dar nu sunt dispuse în X (vezi Tabelul 6.3 şi Figura 6.4), zvelteţea $\overline{\lambda}$ trebuie limitată la: $\overline{\lambda} \le 2{,}0$. ($\lambda \le 2{,}0\lambda_e$)

(3) La cadrele cu contravântuiri în V, zvelteţea trebuie limitată la $\overline{\lambda} \le 2{,}0$ ($\lambda \le 2{,}0\lambda_e$)

(4) Rezistenţa plastică de proiectare a secţiunii transversale a diagonalelor $N_{pl,Rd}$ trebuie să îndeplinească condiţia: $N_{pl,Rd} \ge N_{Ed}$.

(5) Pentru dimensionarea la compresiune a diagonalelor comprimate ale cadrelor cu contravântuiri în V se utilizează SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referinţă.

(6) Îmbinările diagonalelor cu celelalte elemente ale structurii trebuie să satisfacă prevederile de la 6.5.5.

(7) Diagonalele vor avea clasa secţiunii conform Tabelului 6.4; supleţea cornierelor va fi mai mică decât $11{,}0\sqrt{\frac{235}{f_y}}$.

6.7.4. Calculul grinzilor şi stâlpilor

(1) Stâlpii şi grinzile se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinaţie de eforturi. Pentru verificările de rezistenţă şi stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referinţă. Eforturile de calcul în situaţia seismică de proiectare se determină cu relaţiile:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \Omega_T N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \Omega_T M_{Ed,E} \end{aligned} \qquad (6.14)$$

în care,

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$ efortul axial, respectiv momentul încovoietor, din stâlp sau grindă din acţiunile neseismice conţinute în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$ efortul axial, respectiv moment încovoietor în grindă sau stâlp, din acţiunile seismice de proiectare;

Ω_T este valoarea suprarezistenţei sistemului structural. Pentru cadrele cu contravântuiri centrice, $\Omega_T = 1{,}1 \cdot \gamma_{\text{ov}} \cdot \Omega^N$

Ω^N este valoarea minimă a raportului $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ calculată pentru diagonalele întinse ale sistemului de contravântuiri al cadrului. Valoarea lui Ω^N se calculează pentru fiecare direcţie a structurii;

$N_{pl,Rd,i}$ este rezistența plastică la efort axial a diagonalei *i*;

$N_{Ed,i}$ este efortul axial de proiectare în aceeaşi diagonală *i*, în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică.

Notă. Valoarea suprarezistenţei Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiţia $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3). În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenţei din Anexa F.

(2) Diferența dintre valorile maxime şi minime ale raportului Ω_i^N (pe fiecare direcţie a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%.

Nota 1. În cazul în care nu se poate asigura o variaţie sub 25% a raportului Ω_i^N, mecanismul plastic al structurii trebuie verificat printr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar.

Nota 2. În mod practic, valorile eforturilor N_{Ed} şi M_{Ed} se obţin din gruparea seismică de încărcări, unde acţiunea seismică se multiplică cu Ω_T.

(3) La cadre cu contravântuiri în V, grinzile trebuie proiectate pentru a prelua:

- toate acţiunile neseismice, fără a se lua în considerare reazemul format de diagonale (numai în cazul contravântuirilor în V inversat);
- eforturile produse de acţiunea seismică aplicată grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Aceste eforturi se calculează considerând $N_{pl,Rd}$ pentru diagonala întinsă şi $0{,}3N_{pl,Rd}$ pentru diagonala comprimată.

(4) La cadrele la care diagonalele nu se intersectează (Figura 6.4) se vor considera eforturile de întindere sau compresiune din stâlpi corespunzătoare eforturilor capabile la flambaj ale diagonalelor.

(5) În secţiunea de intersecţie cu diagonalele, grinda va fi prevăzută, atât la talpa superioară cât şi la talpa inferioară, cu legături laterale capabile să preia fiecare o forţă laterală egală cu $0{,}02b\, t_f f_y$.

(6) Zvelteţea stâlpilor în planul contravântuit, se limitează la $1{,}3\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}3\lambda_e$.

(7) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor face la aproximativ 1/3 din înălţimea de etaj a stâlpului şi se vor calcula în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-8.

6.8. Cadre contravântuite excentric

6.8.1. Criterii de proiectare

(1) Cadrele contravântuite excentric trebuie proiectate în aşa fel încât barele disipative, elemente special amplasate în structură, să fie capabile să disipeze energia prin formarea de mecanisme plastice de încovoiere şi/sau de forfecare.

(2) Structura va fi astfel proiectată încât să se obţină o comportare de ansamblu omogenă, prin realizarea unor bare disipative cu caracteristici cât mai apropiate.

(3) Regulile date în continuare sunt menite să asigure că formarea articulaţiilor plastice (inclusiv efectele rezultate din consolidarea oţelului în articulaţiile plastice) va avea loc în barele disipative, înainte de pierderea stabilităţii generale sau apariţia articulaţiilor plastice în alte elemente structurale (stâlpi, contravântuiri, grinzi adiacente barelor disipative).

(4) Barele disipative pot fi orizontale sau verticale (vezi structurile din tabelul 6.3).

6.8.2. Calculul barelor disipative

(1) Inima unei bare disipative trebuie să fie realizată dintr-un singur element (fără plăci de dublare) fără găuri.

(2) Barele disipative sunt clasificate în 3 categorii în funcţie de tipul mecanismului plastic dezvoltat:

- bare disipative scurte, care disipează energia prin plasticizarea barei din forţă tăietoare (eforturi principale);
- bare disipative lungi, care disipează energia prin plasticizarea secţiunii din moment încovoietor;
- bare disipative intermediare, la care plasticizarea secţiunii este produsă de moment încovoietor şi forţă tăietoare;

(3) Pentru secţiunile dublu T, sunt folosiţi următorii parametri pentru a defini eforturile capabile plastice (Figura 6.5):

$$M_{pl,link} = \frac{f_y b t_f \left(h - t_f\right)}{\gamma_{M0}} \tag{6.15}$$

$$V_{pl,link} = \frac{\left(f_y/\sqrt{3}\right) t_w \left(h - t_f\right)}{\gamma_{M0}} \tag{6.16}$$

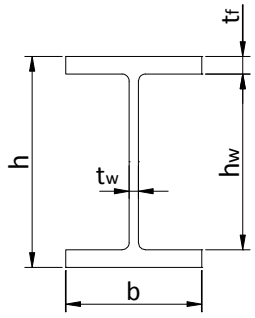


Figura 6.5. Notaţii pentru bara disipativă cu secţiune dublu T

(4) Dacă $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15$ la ambele capete ale barei disipative vor fi satisfăcute condiţiile :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,link} \tag{6.17}$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl,link} \tag{6.18}$$

în care,

$N_{Ed,}$ $M_{Ed,}$ V_{Ed} sunt eforturile de proiectare (forţa axială, momentul încovoietor şi forţa tăietoare), la ambele capete ale barei disipative.

(5) Dacă $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0,15$, în relaţiile (6.17) şi (6.18) trebuie folosite următoarele valori reduse $V_{pl,link,r}$ şi $M_{pl,link,r}$ în locul valorilor $V_{pl,link}$ şi $M_{pl,link}$:

$$V_{pl,link,r} = V_{pl,link}\left[1-\left(N_{Ed} / N_{pl,Rd}\right)^2\right]^{0,5} \tag{6.19}$$

$$M_{pl,link,r} = 1,18 M_{pl,link}\left[1-\left(N_{Ed} / N_{pl,Rd}\right)\right] \tag{6.20}$$

(6) Dacă $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \geq 0,15$ lungimea barei disipative e, trebuie să satisfacă relaţia (6.21) dacă $R < 0,3$ şi relaţia (6.22) dacă $R \geq 0,3$:

$$e \leq 1,6\, M_{pl,link.} / V_{pl,link} \tag{6.21}$$

$$e \leq (1,15 - 0,5R) 1,6\, M_{pl,link.} / V_{pl,link} \tag{6.22}$$

coeficientul R având expresia:

$$R = N_{Ed} t_w \frac{d - 2t_f}{V_{Ed} A}$$

în care A este aria brută a barei disipative

(7) Lungimile e care definesc tipul barei disipative cu secţiune dublu T simetrice se stabilesc după cum urmează (Figura 6.6, a):

dacă $e < 1,6\, M_{pl,link} / V_{pl,link}$ - bara disipativă este scurtă (6.23)

dacă $e > 3,0\, M_{pl,link} / V_{pl,link}$ - bara disipativă este lungă (6.24)

dacă $1,6\, M_{pl,link} / V_{pl,link} \leq e \leq 3,0\, M_{pl,link} / V_{pl,link}$ - bara disipativă este intermediară (6.25)

(8) Când se formează o singură articulaţie plastică la unul din capetele barei disipative (Figura 6.6, b), lungimile e care definesc tipurile de bare disipative cu secţiune dublu T sunt:

$e < 0,8\,(1 + \alpha)\, M_{pl,link} / V_{pl,link}$ - bare disipative scurte (6.26)

$e > 1,5\,(1 + \alpha)\, M_{pl,link} / V_{pl,link}$ - bare disipative lungi (6.27)

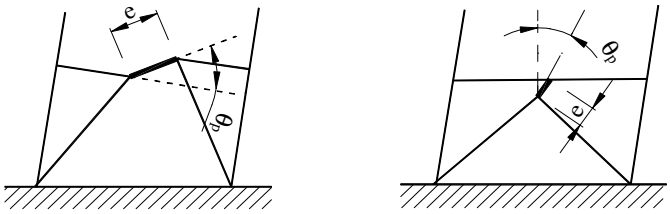
$0,8\,(1 + \alpha)\, M_{pl,link} / V_{pl,link} \leq e \leq 1,5\,(1 + \alpha)\, M_{pl,link} / V_{pl,link}$ - bare disipative intermediare (6.28)

în care,

$$\alpha = \frac{|M_{Ed,A}|}{|M_{Ed,B}|} < 1{,}0$$

$$|M_{Ed,A}| < |M_{Ed,B}|$$

$M_{Ed,A}$ şi $M_{Ed,B}$ sunt momentele încovoietoare la capetele barei disipative produse de acţiunea seismică



a) b)

Figura 6.6. Configuraţii de cadre contravântuite excentric cu momente egale la capetele barei disipative (a); momente inegale la capetele barei disipative (b).

(9) Unghiul de rotire inelastică al barei disipative θ_p (definit în Figura 6.7), format între bara disipativă şi elementul din afara acesteia, rezultat în urma unui calcul neliniar, se va limita la:

- $\theta_p \leq 0{,}08$ radiani pentru barele disipative scurte;
- $\theta_p \leq 0{,}02$ radiani pentru barele disipative lungi;
- θ_p va avea o valoare determinată prin interpolare liniară între valorile de mai sus, pentru barele disipative intermediare.

(10) La capetele barei disipative, în dreptul contravântuirii, se vor prevedea rigidizări pe toată înălţimea inimii pe ambele feţe ale acesteia. Rigidizările trebuie să aibă o lăţime însumată de cel puţin $(b - 2t_w)$ şi grosimea $t_{st} \geq 0{,}75t_w$, respectiv $t_{st} \geq 10$ *mm*.

(11) Barele disipative trebuie prevăzute cu rigidizări ale inimii, după cum urmează (vezi Anexa F.3):

(a) Barele disipative scurte trebuie să fie prevăzute cu rigidizări intermediare amplasate pe inimă la distanţe *a* care trebuie să respecte condiţiile:

- $a \leq (30\, t_w - h_w/5)$ pentru $\theta_p = 0{,}08$ *rad*
- $a \leq (52\, t_w - h_w/5)$ pentru $\theta_p \leq 0{,}02$ *rad*

Pentru $0{,}02 rad < \theta_p < 0{,}08 rad$, *a* se determină prin interpolare liniară.

(b) Barele disipative lungi trebuie să fie prevăzute cu rigidizări pe ambele feţe ale inimii, amplasate la distanţa de 1,5b de fiecare capăt al barei disipative (rigidizări ce delimitează zonele potenţial plastice).

(c) Barele disipative intermediare, trebuie să fie prevăzute cu rigidizări ale inimii care să întrunească cerinţele de la a) şi b) de mai sus.

(d) Nu sunt necesare rigidizări intermediare pe inima barelor disipative cu o lungime mai mare de $5M_{pl,link} / V_{pl,link}$.

(e) Rigidizările inimii trebuie să se prevadă pe toata înălţimea acesteia. La barele disipative cu o înălţime mai mică de 600 mm, rigidizările se pot prevedea numai pe o singură parte a inimii, alternativ.

Grosimea t_{st} a rigidizării va fi $t_{st} \geq t_w$ şi $t_{st} \geq 10mm$, iar lăţimea rigidizării $b_{st} \geq b/2 - t_w$.

(12) Sudurile în relief ale rigidizărilor de inima barei disipative trebuie să aibă rezistenţa mai mare sau egală cu $\gamma_{ov} f_y A_{st}$, unde $A_{st} = t_{st} b_{st}$ este aria secţiunii rigidizării. Rezistenţa sudurilor în relief dintre rigidizare şi tălpi trebuie să fie mai mare sau egală cu $\gamma_{ov} f_y A_{st}/4$.

(13) La capetele barei disipative, atât la talpa superioară cât şi la talpa inferioară, trebuie prevăzute legături laterale, având o rezistenţă la compresiune mai mare sau egală cu $0,06\, f_y\, b\, t_f$ (b, t_f – dimensiunile secţiunii tălpii barei disipative).

(14) Barele disipative vor avea clasa 1 de secţiune. Pentru barele disipative scurte ($e \leq 1,6\, M_{pl,link.} / V_{pl,link}$) se permite utilizarea unor secţiuni cu tălpi de clasă 2.

6.8.3. Elementele nedisipative

(1) Elementele nedisipative: stâlpii, contravântuirile şi segmentele grinzilor situate în afara barelor disipative se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinaţie de eforturi. Pentru verificările de rezistenţă şi stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referinţă. Eforturile de calcul în situaţia seismică de proiectare se determină cu relaţiile:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + \Omega_T\, N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + \Omega_T\, M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + \Omega_T V_{Ed,E} \end{aligned} \qquad (6.29)$$

în care,

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sunt eforturile de proiectare, respectiv forţa axială, moment încovoietor şi forţa tăietoare, din acţiunile neseismice conţinute în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ efortul axial, momentul încovoietor şi forţa tăietoare în stâlp din acţiunea seismică de proiectare.

Ω_T este valoarea suprarezistenţei sistemului structural, unde:

- pentru cadrele contravântuite excentric cu bare disipative scurte;

  $$\Omega_T = 1,5 \cdot \gamma_{\mathrm{ov}} \cdot \Omega^V$$

  Ω^V pentru bare disipative scurte este valoarea minimă a raportului $\Omega_i^V = V_{pl,link,i} / V_{Ed,i}$ calculată pentru toate barele disipative scurte. Valoarea lui Ω^V se calculează pentru fiecare direcţie a structurii.

- pentru cadrele contravântuite excentric cu bare disipative intermediare şi lungi

  $$\Omega_T = 1,5 \cdot \gamma_{\mathrm{ov}} \cdot \Omega^M$$

Ω^M pentru bare disipative intermediare şi lungi este valoarea minimă a raportului $\Omega_i^M = M_{pl,link,i} / M_{Ed,i}$ calculată pentru toate barele disipative. Valoarea lui Ω^M se calculează pentru fiecare direcţie a structurii.

$V_{Ed,i}$, $M_{Ed,i}$ sunt valorile de proiectare ale forţei tăietoare şi momentului încovoietor în bara disipativa "i", în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică;

$V_{pl,link,i}$, $M_{pl,link,i}$ sunt rezistenţele plastice de proiectare din forţă tăietoare şi din moment încovoietor, în bara disipativa "i" conform 6.8.2(3).

Nota 1. Valoarea suprarezistenţei Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiţia $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3). În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenţei din Anexa F.

Nota 2. Atunci când bara disipativă şi grinda care o conţine sunt confecţionate dintr-o singură bară, eforturile din segmentul de grindă situat în afara barei disipative se pot determina conform relațiilor (6.29) folosind $\gamma_{ov} = 1,0$.

(2) Diferența dintre valorile maxime şi minime ale raportului Ω_i (pe fiecare direcţie a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%.

Nota 1. În cazul în care nu se poate asigura o variaţie sub 25% a raportului Ω_i, mecanismul plastic al structurii trebuie verificat printr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar.

Nota 2. În mod practic valorile eforturilor N_{Ed}, M_{Ed} şi V_{Ed} se obţin din gruparea seismică de încărcări, unde acţiunea seismică se multiplică cu Ω_T.

(3) Zvelteţea stâlpilor, în planul contravântuiri, se limitează la $1,3\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,3\,\lambda_e$.

(4) Pentru verificarea la pierderea stabilităţii locale a inimilor grinzilor adiacente barei disipative se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referinţă.

(5) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor face la aproximativ 1/3 din înălţimea de etaj a stâlpului şi se vor calcula în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referinţă.

6.8.4. Îmbinările barelor disipative

(1) Îmbinările barelor disipative sau ale elementelor care conţin bare disipative trebuie proiectate luând în considerare rezerva de rezistenţă a secţiunii Ω_T (vezi 6.8.3(1)) şi sporul probabil al limitei de curgere a materialului exprimat prin γ_{ov} (vezi 6.1.3).

$$E_d \geq E_{d,G} + \Omega_T \, \mathrm{E_{d,E}}$$

în care,

$E_{d,G}$ solicitarea îmbinării produsă de încărcările neseismice din gruparea care include acţiunea seismică;

$E_{d,E}$ solicitarea îmbinării produsă de acțiunea seismică;

Ω_T suprarezistenţa sistemului structural, conform 6.8.3(1).

6.9. Reguli de proiectare pentru structuri de tip pendul inversat

(1) La structurile de tip pendul inversat (definite la 6.3.1(d)), stâlpii vor fi verificaţi la compresiune şi încovoiere, luând în considerare cea mai defavorabilă combinaţie de eforturi axiale şi momente încovoietoare.

(2) La verificări se vor folosi eforturile N_{Ed}, M_{Ed} şi V_{Ed} calculate conform 6.6.3

(3) Coeficientul de zvelteţe al stâlpilor trebuie limitat la $\overline{\lambda} \leq 1{,}5$.

(4) Coeficientul de sensibilitate la deplasarea relativă de nivel θ definit la 4.6.2.2(2) trebuie limitat la $\theta \leq 0{,}2$.

6.10. Reguli de proiectare pentru structurile din oţel cu nuclee sau pereţi din beton armat şi pentru structuri duale

6.10.1. Structuri cu nuclee sau pereţi din beton armat

(1) Pentru verificarea elementelor din oţel se vor respecta prevederile prezentului capitol şi se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referinţă. Elementele de beton vor fi proiectate conform capitolului 5.

(2) Elementele la care există o interacţiune între metal şi beton, trebuie verificate conform capitolului 7.

6.10.2. Structuri duale

(1) Structurile duale cu cadre necontravântuite şi cadre contravântuite lucrând în aceeaşi direcţie, trebuie proiectate folosind un singur factor q. Forţele orizontale trebuie distribuite între diferitele cadre proporţional cu rigiditatea lor elastică.

(2) Cadrele necontravântuite, situate pe direcţia contravântuită a clădirii, vor fi astfel proiectate încât să poată prelua cel puţin 25% din acţiunea seismică de calcul, în ipoteza în care cadrele contravântuite au ieşit din lucru.

> Notă: Dacă această prevedere nu este satisfăcută, structura trebuie considerată cadru contravântuit (centric sau excentric) şi se proiectează conform prevederilor 6.7, 6.8 respectiv 6.11.

(3) Cadrele necontravântuite şi cadrele contravântuite vor respecta prevederile 6.6, 6.7, 6.8 şi 6.11.

6.11. Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat

6.11.1. Criterii de proiectare

(1) Contravântuirile cu flambaj împiedicat (BRB) sunt elemente disipative care sunt calculate să dezvolte deformaţii plastice semnificative atunci când sunt supuse acţiunii seismice de calcul. Contravântuirile sunt realizate dintr-un miez din oţel introdus într-un sistem care împiedică flambajul miezului (vezi Figura 6.7).

(2) Cadrele cu contravântuiri cu flambaj împiedicat trebuie proiectate astfel încât plasticizarea contravântuirilor să se producă înainte de formarea articulaţiilor plastice sau de pierderea stabilităţii generale în grinzi şi stâlpi.

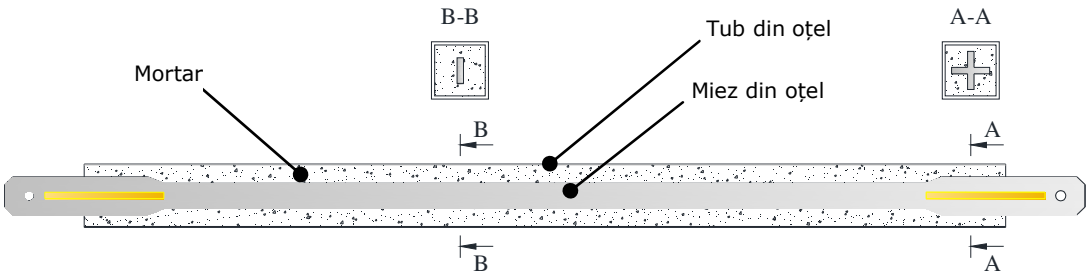


Figura 6.7. Alcătuirea de principiu a unei contravântuiri cu flambaj împiedicat.

6.11.2. Rezistenţa contravântuirii

(1) Prinderile contravântuirii şi elementele adiacente se calculează folosind capacitatea corectată a contravântuirii la compresiune şi întindere. Aceste capacităţi corectate se determină pe baza datelor din încercările experimentale.

(2) Capacitatea corectată la compresiune se calculează cu relaţia:

$$P_{max} = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A$$

unde:

β – factorul de corecţie a capacităţii la compresiune;

ω – factorul de corecţie datorat consolidării.

(3) Capacitatea corectată la întindere se calculează cu relaţia (vezi Figura 6.8):

$$T_{max} = \omega \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y \cdot A$$

Notă: În cazul în care se efectuează încercări la tracţiune pe fiecare lot de material folosit la fabricarea miezului contravântuirilor, produsul $\gamma_{ov} f_y$ poate fi înlocuit cu valoarea maximă a limitei de curgere determinată experimental, $f_{y,max}$, vezi 6.2(5)-c.

(4) Factorul de corecţie a capacităţii la compresiune, β, se calculează ca raport între forţa maximă de compresiune, P_{max} şi forţa maximă de întindere, T_{max} a specimenului încercat experimental pentru deformaţia de calcul Δ_{bm} (vezi Figura 6.8). În calcul se va adopta valoarea maximă obţinută din cele două încercări cerute. Valoarea factorului β trebuie să fie cuprinsă între 1 şi 1,3.

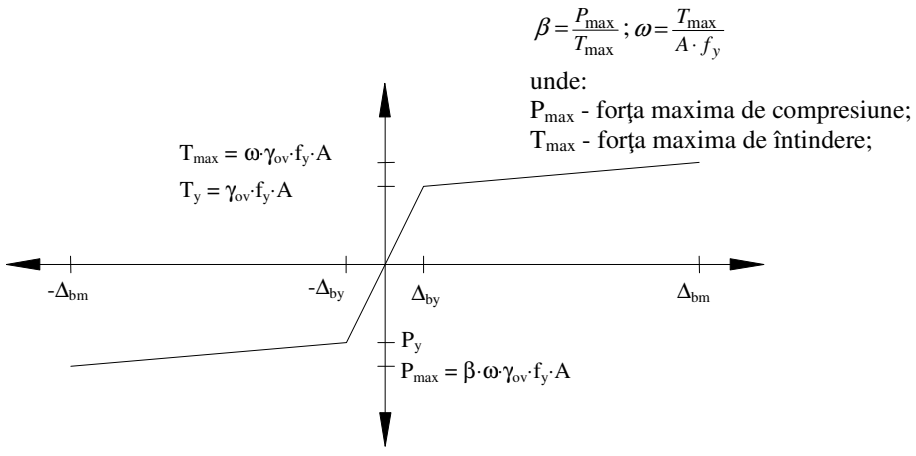


Figura 6.8. Diagrama forţă - deformaţie pentru contravântuire.

(5) Factorul de corecţie datorat consolidării, ω, se calculează ca raport între forţa maximă de întindere a specimenului încercat experimental la deformaţia de calcul Δ_{bm} şi forţa de curgere (vezi Figura 6.8). În calcul se adoptă valoarea maximă obţinută din cele două încercări cerute. Atunci când materialul din miezul încercat experimental diferă de cel din prototip, ω se calculează pe baza încercării la întindere pe materialul din prototip.

6.11.3. Particularităţi de calcul

(1) Încărcările gravitaţionale, se consideră preluate numai de grinzi şi stâlpi, fără a se ţine cont de elementele de contravântuire.

(2) Contravântuirile în V şi cele în V întors vor respecta următoarele cerinţe:

(a) Capacitatea portantă a grinzilor care intersectează contravântuirile, îmbinările lor şi elementele adiacente vor fi calculate în ipoteza că diagonalele nu contribuie la preluarea încărcărilor gravitaţionale. Pentru combinaţiile care includ acţiunea seismică, efectul contravântuirii asupra grinzii, exprimat printr-o forţă verticală şi una orizontală, se determină pe baza rezistenţei corectate la întindere şi compresiune.

(b) Grinzile vor fi continue între stâlpi. Ambele tălpi ale grinzii vor fi prinse lateral. Se vor dispune legături laterale în dreptul punctului de intersecţie cu contravântuirile în V (sau V întors), în afara de cazul când grinda are o rigiditate în afara planului care să îi asigure stabilitatea între secţiunile cu legături laterale.

6.11.4. Calculul contravântuirilor

(1) Miezul din oţel trebuie calculat să reziste la forţa axială dezvoltată în contravântuire. Valoarea de calcul a rezistenţei contravântuirii la efort axial de întindere sau compresiune, N_{Rd}, se determină cu relaţia următoare:

$$N_{Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

unde:

A aria secţiunii transversale a miezului din oţel

f_y limita de curgere nominală a oţelului din miez.

γ_{M0} coeficientul parţial de siguranţă.

Notă: în cazul în care se efectuează încercări la tracţiune pe fiecare lot de material folosit la fabricarea miezului contravântuirilor, valoarea nominală a limitei de curgere f_y poate fi înlocuită cu cea determinată din încercări, $f_{y,max}$.

(2) Nu sunt permise îmbinări de continuitate pe lungimea miezului din oţel.

(3) Oţelul trebuie sa satisfacă cerinţele minime referitoare la energia de rupere (vezi tabelul 6.2).

(4) Contravântuirile împiedicate la flambaj trebuie proiectate, executate şi încercate experimental pentru a fi capabile să dezvolte deformaţiile produse sub acţiunea seismică de calcul. Aceste deformaţii corespund dublului deplasării relative de nivel de calcul la SLU, dar nu mai puţin de 0.02 din înălţimea de etaj. Sistemul de prevenire a flambajului nu va flamba el însuşi până la deformaţii egale cu de două ori valoarea de calcul a deplasării relative de nivel.

(5) Conformitatea contravântuirilor se bazează pe efectuarea de încercări experimentale realizate pe baza prevederilor din SR EN 15129. Încercările constau în încercări tip iniţiale (încercări de validare) şi încercări de control al producţiei în fabrică. Sunt acceptate în calcul atât rezultatele obţinute în cadrul încercărilor pentru proiectul respectiv cât şi rezultatele încercărilor experimentale prezentate în literatura de specialitate sau încercări pentru alte proiecte similare.

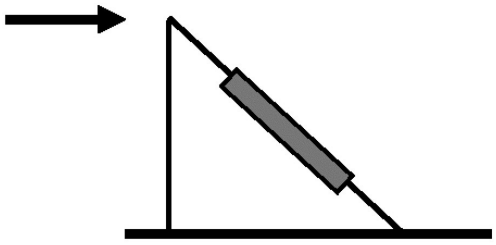


Figura 6.9. Schema subansamblului pentru încercarea experimentală

6.11.5. Grinzile şi stâlpii

(1) Stâlpii şi grinzile se vor verifica considerând cea mai defavorabilă combinaţie de eforturi. Pentru verificările de rezistenţă şi stabilitate se va utiliza SR EN 1993-1-1 ca document normativ de referinţă. Eforturile de calcul în situaţia seismică de proiectare corespund atingerii rezistenţei corectate la întindere şi compresiune în contravântuiri şi se determină cu relaţiile:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + \Omega_T N_{Ed,E}$$
$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + \Omega_T M_{Ed,E} \qquad (6.30)$$
$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + \Omega_T V_{Ed,E}$$

în care,

$N_{Ed,G}$, $M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$ sunt eforturile de proiectare, respectiv forţa axială, moment încovoietor şi forţa tăietoare, din acţiunile neseismice conţinute în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică;

$N_{Ed,E}$, $M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$ efortul axial, momentul încovoietor şi forţa tăietoare în stâlp din acţiunea seismică de proiectare.

Ω_T este valoarea suprarezistenţei sistemului structural. Pentru cadrele cu contravântuiri împiedicate la flambaj: $\Omega_T = \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{\text{ov}} \cdot \Omega^N$

Ω^N este valoarea minimă a raportului $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$ calculată pentru contravântuirile cadrului. Valoarea lui Ω^N se calculează pentru fiecare direcţie a structurii;

$N_{pl,Rd,i}$ este rezistenţa plastică la efort axial a diagonalei *i*;

$N_{Ed,i}$ este efortul axial de proiectare în aceeaşi diagonală "*i*", în gruparea de încărcări care include acţiunea seismică.

Notă. Valoarea suprarezistenţei Ω_T va fi limitată astfel încât să fie îndeplinită condiţia $\Omega_T \leq q$ (unde q este factorul de comportare al structurii – vezi Tabelul 6.3). În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenţei din Anexa F.

(2) Diferența dintre valorile maxime şi minime ale raportului Ω_i^N (pe fiecare direcţie a structurii) trebuie să fie mai mică de 25%.

Nota 1: În cazul în care nu se poate asigura o variaţie sub 25% a raportului Ω_i^N, mecanismul plastic al structurii trebuie verificat printr-un calcul static neliniar sau dinamic neliniar.

Nota2: În mod practic, valorile eforturilor N_{Ed}, M_{Ed} şi V_{Ed} se obţin din gruparea seismică de încărcări, unde acţiunea seismică se multiplică cu Ω_i.

(3) Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se vor face la aproximativ 1/3 din înălţimea de etaj a stâlpului şi se vor calcula în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-8 ca document normativ de referinţă.

6.11.6. Îmbinările contravântuirilor

(1) Îmbinările contravântuirilor trebuie să fie dimensionate astfel încât să nu se plasticizeze la o forţă corespunzătoare curgerii miezului din oţel.

(2) Îmbinările contravântuirilor trebuie dimensionate la forţa axială maximă de compresiune care se poate dezvolta în contravântuire (vezi 6.11.2), majorată cu un factor egal cu 1,1:

$$R_d \geq 1{,}1 \cdot \beta \cdot \omega \cdot \gamma_{\text{ov}} \cdot f_y \cdot A$$

Notă: în cazul în care se efectuează încercări la tracţiune pe fiecare lot de material folosit la fabricarea miezului contravântuirilor, produsul $\gamma_{ov} f_y$ poate fi înlocuit cu valoarea maximă a limitei de curgere determinată experimental, $f_{y,max}$, vezi 6.2(5)(c).

(3) Calculul îmbinării trebuie să ia în considerare flambajul local şi global. Acest lucru se poate face prin calculul guseului îmbinării la o forţă transversală similară cu cea dezvoltată în timpul încercării sau prin dispunerea unor rigidizări sau contrafişe pe guseu sau pe contravântuire.

6.11.7. Îmbinările grindă-stâlp

(1) Acolo unde contravântuirea se prinde de ambele elemente ale unei îmbinări grindă stâlp, îmbinarea poate fi articulată sau rigidă şi trebuie să îndeplinească una din următoarele condiţii:

(a) Atunci când se realizează articulată, îmbinarea trebuie să permită dezvoltarea unei rotiri de 0,025 rad.

(b) Atunci când se realizează rigidă, îmbinarea trebuie realizată ca şi îmbinare nedisipativă conform prevederilor de la 6.5.5.

6.12. Controlul execuţiei

(1) Controlul execuţiei trebuie să asigure că structura reală corespunde celei proiectate.

(2) În acest scop, pe lângă prevederile din SR EN 1090-2 și C150-99, trebuie satisfăcute următoarele cerinţe:

(a) Desenele elaborate pentru execuţie şi montaj trebuie să indice detaliile îmbinărilor, mărimea şi calitatea şuruburilor şi sudurilor precum şi marca oţelului. Pe desene va

fi notată limita de curgere maximă admisă a oţelului $f_{y,max}$ ce poate să fie utilizată de fabricant în zonele disipative;

(b) Trebuie controlată respectarea prevederilor din 6.2(1)-6.2(5);

(c) Controlul strângerii şuruburilor şi calitatea sudurilor trebuie să se realizeze în conformitate cu prevederile normelor de la 6.1.1(4)

(d) În timpul execuţiei, se va verifica dacă limita de curgere a oţelului folosit în barele şi zonele disipative este cea indicată în proiect. În mod excepţional, se acceptă o depăşire de maxim 10% a valorii $f_{y,max}$ înscrisă pe desene.

(3) Atunci când una din condiţiile de mai sus nu este satisfăcută, trebuie elaborate soluţii de remediere a deficienţelor pentru îndeplinirea cerinţelor din prezentul cod şi asigurarea unui nivel corespunzător al siguranţei structurii.

7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR COMPOZITE

7.1. Generalităţi

7.1.1. Obiect şi domeniu de aplicare

(1) Prevederile din acest capitol se referă la proiectarea structurilor compozite oţel laminat - beton armat solicitate la acţiunea seismică. Structurile compozite sunt structurile alcătuite din elemente compozite la care conlucrarea între betonul armat şi otelul laminat se manifestă la nivel de secţiune. Într-o secţiune compozită, componentele de oţel laminat pot fi neînglobate, parţial sau total înglobate în beton armat (secţiuni din beton armat cu armătura rigidă - BAR).

În cadrul acestui capitol se fac referiri şi la structurile hibride. Aceste structuri sunt alcătuite din elemente sau subsisteme din materiale diferite care conlucrează între ele în cadrul structurii hibride de exemplu stâlpi de beton armat şi grinzi de oţel.

(2) Regulile din acest capitol sunt complementare prevederilor din standardele din seria SR EN 1994-1-1, indicate la capitolul 1.5

(3) Dacă pentru anumite situaţii, nu se dau precizări specifice în acest capitol, se pot aplica, după caz, prevederile pentru construcţiile de beton armat din capitolul 5 sau pentru construcţiile de oţel din capitolul 6 cuprinse în prezentul cod, precum şi din standardele din seria SR EN 1992-1-1, respectiv SR EN 1993-1-1.

7.1.2. Principii de proiectare

(1) Structurile compozite rezistente la acţiunea seismică vor fi proiectate în concordanţă cu următoarele concepte privind răspunsul seismic al structurilor:

(a) răspuns structural disipativ al structurii

(b) răspuns structural slab disipativ al structurii

(2) În cazul (a), comportarea structurală se caracterizează prin dezvoltarea deformaţiilor neliniare în anumite zone ale structurii numite zone disipative . Factorul de comportare q va avea în acest caz valori mai mari decat 1.5-2.0 şi va depinde de tipul structurii compozite.

(3) Prevederile de proiectare pentru structurile disipative compozite urmăresc mobilizarea unui mecanism structural favorabil de disipare a energiei seismice.

(4) În proiectarea structurilor disipative compozite, se definesc două clase de ductilitate: DCM – clasa de ductilitate medie şi DCH – clasa de ductilitate înaltă. Ele corespund unei anumite capacităţi de disipare a energiei prin mecanisme structurale neliniare. O structură încadrată într-o clasă de ductilitate trebuie să respecte anumite condiţii referitoare la :tipul structurii, calculul capacităţii de rezistenţă, clasa secţiunilor de oţel, capacitatea de rotire a articulaţiilor plastice şi detaliile constructive prevăzute în capitolele 5, 6 şi 7 din prezentul cod.

(5) În cazul (b) structura va avea un răspuns în domeniul cvasi-elastic. Clasa de ductilitate este în această situaţie DCL – clasa de ductilitate joasă. Aceste tipuri de structuri compozite nu sunt permise decât în zone seismice caracterizate de valori ale acceleraţiei terenului $a_g \leq 0{,}10g$. Capacitatea de rezistenţă a elementelor şi a îmbinărilor

în acest caz se va evalua conform SR EN 1992-1-1, SR EN 1993-1-1 si SR EN 1994-1-1, fără alte condiţii suplimentare.

(6) În tabelul 7.1 sunt date clasele de ductilitate ale structurilor compozite şi factorii de comportare corespunzători :

Tabelul 7.1

Conceptul de proiectare	Factorul de comportare q	Clasa de ductilitate
Structură cu disipare mare	$q \geq 4$	DCH – inalta
Structură cu disipare medie	1,5-2<q<4	DCM -medie
Structură slab disipativă	q=1,5-2	DCL -joasă

(7) În cazul structurilor hibride se recomandă soluţii care să nu conducă la variaţii bruşte de rezistenţă şi rigiditate pe verticală.

7.2. Materiale

7.2.1. Beton

(1) În structurile compozite se vor utiliza betoane de clasă cel puţin C20/25 . Prevederile din prezentul cod se aplică la clase de beton de până la C40/50 .

(2) Valorile de proiectare ale rezistenţelor şi deformaţiilor specifice ale betonului sunt date în SR EN 1992-1-1 ca document normativ de referinţă.

7.2.2. Armătura din oţel

(1) Pentru valorile de proiectare ale rezistenţelor şi deformaţiilor specifice ale armăturii din oţel beton utilizată în zonele disipative şi în zonele puternic solicitate ale structurilor nedisipative, se va utiliza SR EN 1992-1-1 ca document normativ de referinţă împreună cu condiţiile date în capitolul 5 din prezentul cod.

(2) Elementele structurale se armează numai cu bare de oţel profilat . Fac exceptie etrierii şi agrafele pentru armarea transversală care se pot realiza din bare neprofilate .

(3) In zonele disipative pentru clasa de ductilitate DCH se vor folosi numai bare de oţel cu alungiri specifice corespunzătoare efortului maxim de cel puţin 7,5% (oţeluri din clasa C).

(4) Pentru clasa de ductilitate DCM oţelul de armare utilizat pentru zonele disipative va fi din clasa B sau C (conform SR EN 1992-1-1).

(5) Plasele sudate de oţel neductil se vor folosi în zonele disipative numai dacă sunt dublate de o armatură ductilă sau dacă armăturile neductile sunt solicitate sub limita convenţională de curgere.

7.2.3. Oţelul structural (rigid)

(1) Condiţiile impuse oţelului structural (rigid) utilizat la structurile compozite rezistente la acţiuni seismice sunt cele prevazute în capitolul 6 „ Prevederi specifice pentru construcţii de oţel" în afara regulilor din prezentul capitol.

7.3. Tipuri de structuri şi factori de comportare

7.3.1. Tipuri de structuri

(1) Structurile compozite se clasifică în funcţie de alcătuirea şi de comportarea lor la acţiuni seismice astfel:

(a) **Cadre necontravântuite**. Cadrele pot fi realizate în soluţie compozită cu grinzi şi stâlpi compoziti sau in soluţie hibridă alcătuite de exemplu cu stâlpi de beton armat şi grinzi de oţel sau compozite.

(b) **Cadre contravântuite**. Contravântuirile cadrelor compozite sau hibride se pot realiza în soluţie compozită sau de oţel. Cadrele pot avea:

b1) contravântuiri centrice

b2) contravântuiri excentrice.

(c) **Structuri de tip pendul inversat** . La aceste tipuri de structuri, zona disipativă se dezvoltă la baza unui singur element compozit vertical, iar cea mai mare parte din masă se concentrează la partea superioară a structurii.

(d) **Structuri compozite cu pereţi structurali compoziţi**.

(e) **Structuri compozite duale** : pereţi şi cadre compozite

(f) **Structuri compozite sensibile la torsiune**

7.3.2. Factori de comportare

(1) Factorii de comportare q exprimă capacitatea de disipare a energiei seismice a unui anumit tip de structură compozită. În condiţiile în care sunt respectate criteriile de bună conformare date în prezentul cod se pot considera în calcul factorii de comportare din tabelul 7.2.

(2) Valorile factorului de comportare q date în tabelul 7.2 se vor reduce cu 20% dacă clădirea este neregulată în elevaţie conform capitolul 4.4.3.1(5).

(3) Pentru cazurile obişnuite se pot adopta valorile α_u/α_l date în tabelul 7.2

Se pot adopta pentru q valori mai mari decât cele date în tabelul 7.2 dacă raportul α_u/α_l se determină printr-un calcul static neliniar. Valoarea raportului α_u/α_l nu va depăşi 1,6.

Tabelul 7.2 Valori ale factorilor de comportare pentru structuri compozite

Tipuri de structuri compozite	Clasa de ductilitate		
	DCH	DCM	DCL
a) Cadre compozite fără contravântuiri şi structuri duale:	$5\alpha_u/\alpha_1$	$4\alpha_u/\alpha_1$	2
a1) Cadre cu un nivel		$\alpha_u/\alpha_1=1,1$	
a2) Cadre cu o deschidere şi mai multe niveluri şi pereţi cuplaţi		$\alpha_u/\alpha_1=1,2$	
a3) Cadre cu mai multe deschideri şi niveluri		$\alpha_u/\alpha_1=1,3$.	
b) Cadre compozite contravântuite:			
b1) cu contravântuiri centrice	4	4	2
b2) cu contravântuiri excentrice $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$	$5\alpha_u/\alpha_1$	*4*	2
c) Structuri de tip pendul invers	$2\alpha_u/\alpha_1$	2	1,5
c1) Zone disipative la baza stâlpilor $\alpha_u/\alpha_l = 1,0$			
d) Structuri cu pereţi structurali compoziţi	$4k_w\alpha_u/\alpha_1$	$3k_w\alpha_u/\alpha_1$	1,5
d1) pereţi compoziţi cu zone de capăt compozite şi inima de beton armat, $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$			
d2) pereti compoziţi sau de beton armat cuplaţi cu grinzi de oţel sau compozite $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$			
d3) pereţi compoziţi alcătuiţi dintr-un panou de oţel înglobat în betonul armat al inimii peretelui, sudat de cadrul de înrămare de oţel sau de beton armat cu armătură rigidă $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$			
d4) pereţi de beton armat cu armatură rigidă cu diagonale de oţel înglobate în betonul armat al inimii peretelui, cu bulbii şi centurile armaţi cu armatură rigidă $\alpha_u/\alpha_1=1,2$			
f) Structuri compozite sensibile la torsiune	3	2	1,5

k_w este coeficientul de formă al pereţilor determinat cu relaţiile 5.2 şi 5.3 din capitolul 5 .

7.4. Acţiunea de diafragmă a planşeelor compozite

(1) Planşeele compozite trebuie să fie capabile să colecteze şi să transmită, forţele seismice de proiectare la sistemele structurale verticale la care sunt conectate. Pentru proiectarea planşeelor compozite se va tine cont de prevederile din capitolul 4.4.4. Pentru verificările de rezistenţă ale planşeelor compozite ca diafragme orizontale, se vor utiliza forţele seismice asociate mecanismului structural de plastificare.

(2) Pentru ca plăcile compozite cu tablă cutată să îndeplinească rolul de diafragmă, vor avea o grosime minimă de 100 mm, iar grosimea minimă a stratului de beton de peste tabla cutată va fi de 50 mm.

(3) Conectorii dintre placă (compozită sau de beton armat) şi grinzile de oţel se vor verifica la acţiunea combinată a încărcărilor gravitaţionale şi seismice. Relaţiile pentru calcul conectorilor sunt date în SR EN 1994-1-1 .

7.5. Proiectarea structurilor disipative compozite

7.5.1. Criterii de proiectare a structurilor disipative compozite

(1) Zonele disipative se vor dirija prin proiectare, de regulă, către elementele structurale compozite cu potenţial de răspuns neliniar favorabil, elemente la care fenomenul de curgere, flambajul local şi alte fenomene asociate comportării neliniare alternante nu afectează stabilitatea generală a structurii. In zonele disipative trebuie să existe posibilitatea de intervenţie post seism.

(2) Zonele disipative ale structurilor compozite vor fi înzestrate prin proiectare cu capacitate de rezistenţă şi ductilitate adecvate. Capacitatea de rezistenţă se va determina conform SR EN 1994-1-1 sau conform prevederilor din acest cod . Ductilitatea va fi asigurată prin respectarea unor reguli de alcătuire constructivă şi îndeplinirea unor condiţii specifice.

(3) Zonele nedisipative, vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior faţă de zonele disipative pentru a se dirija dezvoltarea deformaţiilor neliniare numai către zonele disipative .

7.6. Proiectarea cadrelor compozite necontravântuite

7.6.1. Prevederi generale

(1) Cadrele compozite se vor proiecta astfel încât zonele disipative să fie dirijate la extremităţile grinzilor compozite. Se admit deformaţii neliniare în secţiunile de la baza stâlpilor şi în secţiunile stâlpilor de partea superioară a ultimului nivel al cadrelor etajate în condiţiile în care forţa axială îndeplineşte condiţia impusă prin relaţia (7.9).

(2) Zonele disipative ale cadrelor compozite se vor înzestra prin proiectare cu o ductilitate adecvată.

(3) Nodurile grindă-stâlp vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior zonelor disipative.

7.6.2. Calculul structural al cadrelor compozite

(1) Rigiditatea secţiunilor compozite având beton în zona comprimată se calculează pentru determinarea valorilor eforturilor sectionale prin transformarea lor în secţiuni echivalente, cu considerarea unui coeficient de echivalenţă

$$n=E_a/E_{cm}$$

unde E_a *şi* E_{cm} sunt modulul de elasticitate al oţelului şi respectiv modulul de elasticitate al betonului pentru încărcări de scurtă durată.

(2) În calculul rigidităţii secţiunilor compozite, betonul întins se neglijează fiind fisurat.

(3) În cazul grinzilor compozite, se pot considera două rigidităţi la încovoiere: E_aI_1 pentru zona de moment pozitiv cu luarea în considerare a lăţimii efective de placă în zonă comprimată şi $E_a\ I_2$ pentru zona de moment negativ cu considerarea armăturii din lăţimea efectivă de placă întinsă.(pentru b_{eff} vezi tabelul 7.5), unde I_1 *si* I_2 sunt momentele de inerţie ale secţiunilor echivalente de oţel în zona de moment pozitiv şi respectiv negativ.

(4) Se poate realiza un calcul simplificat al rigidităţii grinzii considerând pentru întreaga grindă compozită un moment de inerţie echivalent constant egal cu:

$$I_{eq}=0,6I_1+0,4I_2 \qquad (7.1)$$

(5) Pentru stâlpii compoziţi, rigiditatea echivalentă se va calcula cu relaţia:

$$(EI)_c=0,9(EI_a+ 0,5E_{cm}I_c+E_s\ I_s) \qquad (7.2)$$

I_a, I_c, I_s, sunt momentele de inerţie ale secţiunilor de armătură, de beton şi respectiv de oţel rigid.

(6) Relaţiile de calcul ale eforturilor de proiectare pentru impunerea mecanismului de disipare în cazul cadrelor compozite sunt cele date la 5.3.3 şi în capitolul 6.

7.6.3. Supleţea pereţilor secţiunilor de oţel care alcătuiesc elementele compozite

(1) Ductilitatea elementelor compozite disipative solicitate la compresiune şi încovoiere este condiţionată de evitarea fenomenelor de instabilitate locală a elementelor de oţel. De aceea se impune limitarea supleţei pereţilor secţiunilor de oţel. Zonele comprimate ale elementelor compozite cu secţiunea de oţel neînglobată în beton vor respecta condiţiile de supleţe prevăzute în Anexa F a prezentului cod. În cazul zonelor disipative ale elementelor compozite cu secţiunea de oţel înglobată în beton, supleţea limită va fi cea dată în tabelul 7.3.

(2) Limitele c/t_f date în tabelul 7.3 pot fi mărite dacă sunt prevăzute detaliile speciale de conectare ale tălpilor prevăzute în paragraful 7.6.8.

7.6.4. Transferul de eforturi şi deformaţii între oţel şi beton

(1) Pentru manifestarea acţiunii compozite pe tot domeniul de solicitare, se va asigura transferul de eforturi şi de deformaţii între componenta din oţel şi componenta din beton armat prin aderenţă , frecare sau prin conectori. Atingerea valorilor de proiectare ale momentelor capabile la încovoiere cu forţă axială şi ale forţei tăietoare capabile ale elementelor compozite este condiţionată de asigurarea unei conlucrări eficiente între componenta din beton armat şi cea din oţel.

(2) Pentru calculul valorii de proiectare a lunecarii longitudinale capabile prin aderenţă şi frecare τ_{Rd} între componentele de oţel şi beton se vor folosi următoarele valori de proiectare ale efortului tangenţial (valori din SR EN 1994-1-1 multiplicate cu 0.5).

- secţiuni de oţel total înglobate (acoperire minimă 100 mm) 0,33N/mm^2
- tălpile profilelor parţial înglobate 0,1N/mm^2
- inimile profilelor parţial înglobate -

- interiorul ţevilor circulare umplute cu beton $0,275N/mm^2$
- interiorul ţevilor rectangulare umplute cu beton $0,20N/mm^2$

Tabelul 7.3 Relaţia intre factorul de comportare şi limitele supleţei pereţilor secţiunilor de oţel ale elementelor compozite

Clasa de ductilitate a structurii	DCH	DCM
Factorul de comportare q	$q \geq 4$	$1,5..2 < q < 4$
Tălpile secţiunilor I sau H parţial înglobate (c/t_f)	9ε	14ε
Secţiuni de ţevi rectangulare umplute cu beton (h/t)	24ε	38ε
Secţiuni de ţevi circulare umplute cu beton (d/t)	$80\varepsilon^2$	$85\varepsilon^2$
Tălpile secţiunilor I sau H ale elementelor BAR (c/t_f)	23ε	35ε
Inimile secţiunilor I sau H ale elementelor BAR sau parţial înglobate în beton (d/t_w)	96ε	150ε
Ţevi rectangulare umplute şi înglobate în beton (h/t)	72ε	100ε
Ţevi circulare înglobate şi umplute cu beton (d/t)	$150\varepsilon^2$	$180\varepsilon^2$
$\varepsilon=(235/f_y)^{0.5}$		

unde :

c/t_f reprezintă raportul dintre lăţimea aripii tălpii şi grosimea ei,

d/t_w raportul dintre înălţimea şi grosimea inimii secţiunii din oţel,

d/t raportul între dimensiunea exterioară maximă şi grosimea peretelui ţevii,

f_y valoarea caracteristică a limitei de curgere a oţelului (în N/mm^2).

(3) Valorile de proiectare ale forţelor de lunecare vor fi cele asociate mecanismului de disipare multiplicate cu un factor de suprarezistenţă $\gamma_{Rd} = 1,2$

(4) În cazul grinzilor de oţel compozite cu placă de beton armat, se va neglija aderenţa între beton şi talpa secţiunii din oţel, în preluarea eforturilor tangenţiale, lunecarea fiind preluată în întregime de conectori.

(5) În cazul folosirii conectorilor ductili de tipul dornurilor cu cap, grinzile disipative vor avea între placa de beton armat şi grinda de oţel conectare totală sau conectare parţială cu un grad de conectare mai mare de 0,8.

(6) În cazul în care se utilizează conectori neductili de tip rigid, conectarea între placă şi grindă va fi totală.

(7) În calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile ale conectorilor în zonele disipative se va aplica un coeficient de reducere egal cu 0,75. Relaţiile de calcul ale valorilor de proiectare ale eforturilor capabile ale conectorilor sunt date în SR EN 1994-1-1

(8) La stâlpii compoziţi trebuie să se asigure repartizarea reacţiunilor verticale transmise de grinzi în noduri între componentele de beton armat şi oţel, repartiţie proporţională cu rigiditatea acestor componente.

(9) În cazul stâlpilor compoziţi, dacă aderenţa şi frecarea nu pot asigura intregral transferul de eforturi tangenţiale asociate mecanismului de disipare, prin depăşirea valorilor de proiectare ale eforturilor tangenţiale date la 7.6.4 (2), se vor dispune conectori care să asigure conectarea totală şi preluarea forţelor de lunecare de proiectare.

7.6.5. Grinzi compozite

(1) În zonele disipative ale grinzilor compozite se vor verifica următoarele condiţii :

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} \leq 1,0 \qquad (7.3)$$

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0,15 \qquad (7.4)$$

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,5 \qquad (7.5)$$

unde:

M_{Ed} , N_{Ed} , V_{Ed} valorile de proiectare ale eforturilor secţionale din grindă

$N_{pl,Rd}$ $M_{pl,Rd}$ $V_{pl,Rd}$ valorile de proiectare ale eforturilor capabile plastice ale grinzii

(2) Pentru grinzile compozite se vor determina valorile eforturilor de proiectare V_{Ed}, M_{Ed} cu relaţiile prevăzute în articolul 5.3.3.2.

(3) Valorile de proiectare ale eforturilor capabile ale grinzilor compozite se vor determina în conformitate cu prevederile din SR EN 1994-1-1.

7.6.5.1 Grinzi din oţel compozite cu plăci de beton armat

(1) Pentru asigurarea ductilităţii, în zonele disipative se va limita înălţimea relativă a zonei comprimate a betonului plăcii grinzii compozite x/h_b conform tabelului 7.4.

(2) În zonele disipative ale grinzilor compozite din apropierea nodului grindă - stâlp vor fi prevăzute în placă armături suplimentare. Dispunerea acestor bare este arătată în Figura 7.2, iar calculul lor este dat în Anexa G.

(3) Lăţimea efectivă a plăcii b_{eff} (Figura 7.1) va avea valoarea:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \qquad (7.6)$$

Tabelul 7.4 Valori maxime ale înălţimii relative a zonei comprimate de beton x/h_b pentru asigurarea ductilităţii grinzilor din oţel compozite cu placă de beton armat

Clasa de ductilitate	q	f_y	$(x/h_b)_{max}$
DCH	$q \geq 4$	355	0,20
DCH	$q \geq 4$	235	0,27
DCM	$1,5 < q < 4$	355	0,27
DCM	$1,5 < q < 4$	235	0,36

unde:

h_b înălţimea totală a grinzii compozite

f_y valoarea caracteristică a limitei de curgere a oţelului armăturii.

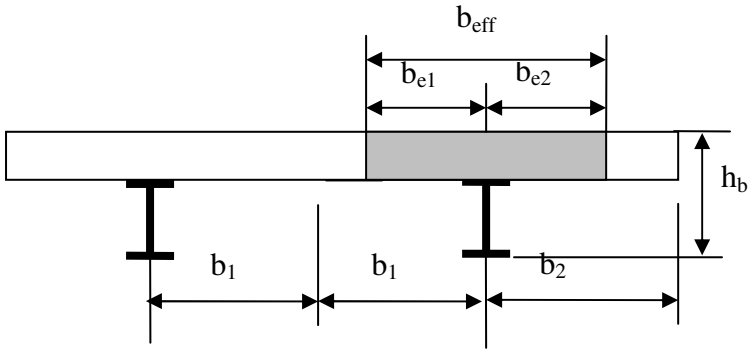


Figura 7.1. Definiţia lăţimilor efective b_e şi b_{eff}

(4) Lăţimile efective parţiale ale plăcii situate deoparte şi de alta a axei grinzii ,b_{e1} şi respectiv b_{e2} utilizate pentru calculul momentelor capabile M_{Rd} şi respectiv a rigiditatilor EI se vor determina conform tabelului 7.5. Aceste valori nu vor depăşi jumătatea distanţelor între grinzi (b_1) şi distanţa până la marginea liberă a plăcii (b_2).

(5) Valorile date în tabel sunt valabile în condiţiile în care în placă sunt prevăzute armăturile suplimentare din Figura 7.2.

Tabelul 7.5 Lăţimea efectivă parţială a plăcii grinzilor compozite în zona nodurilor b_e

b_e	Condiţii de alcătuire din zona nodului grindă- stâlp	b_e pentru calculul momentul capabil M_{Rd}(plastic)	b_e pentru calculul rigidităţii EI(elastic)
A.Stâlp interior	Există sau nu grindă transversală cu armătură suplimentară A_T şi A_S	Pentru M^- : 0,1l Pentru M^+ : 0,075l	Pentru M^- : 0.05 l Pentru M^+: 0,0375 l
B1. Stâlp exterior	Există o grindă marginală transversală rezemată pe stâlp în care se ancorează armăturile longitudinale ,cu conexiune totală cu placa şi armături suplimentare în placă A_T şi A_S,	Pentru M^- : 0,1l Pentru M^+ : 0,075l	
B2. Stâlp exterior	Există o fâşie de placă în consolă faţă de stâlp în care armăturile longitudinale se ancorează cu bucle şi armături suplimentare	Pentru M^- : 0,1l Pentru M^+:$b_c/2+0,7h_c/2$ sau $h_c/2+0,7b_c/2$	
B3. Stâlp exterior	Există un dispozitiv adiţional fixat de talpa stâlpului cu o lăţime b_{el} mai mare decât lăţimea tălpii stâlpului b_c, iar armăturile longitudinale din placă nu sunt ancorate	Pentru M^- : 0 Pentru M^+:$b_c/2 \le b_{e,max}$ $b_{e,max}=0.05l$	Pentru M^- :0 Pentru M^+: 0,0375 l
B4. Stâlp exterior	Nu există element transversal sau armăturile longitudinale nu sunt ancorate de stâlp	Pentru M^- : 0 Pentru M^+: $b_c/2$ sau $h_c/2$	Pentru M^-: 0 Pentru M^+ : 0,025 l

unde :

M^-, M^+ indică situaţiile de calcul ale valorii lăţimii efective parţiale de placă b_e (în zona de moment negativ şi respectiv pozitiv). Pentru momentul negativ, betonul plăcii fiind fisurat, lăţimea efectivă parţială de placă b_e cuprinde armăturile întinse care intervin în determinarea momentului capabil şi a rigidităţii.

l deschiderea interax a grinzii.

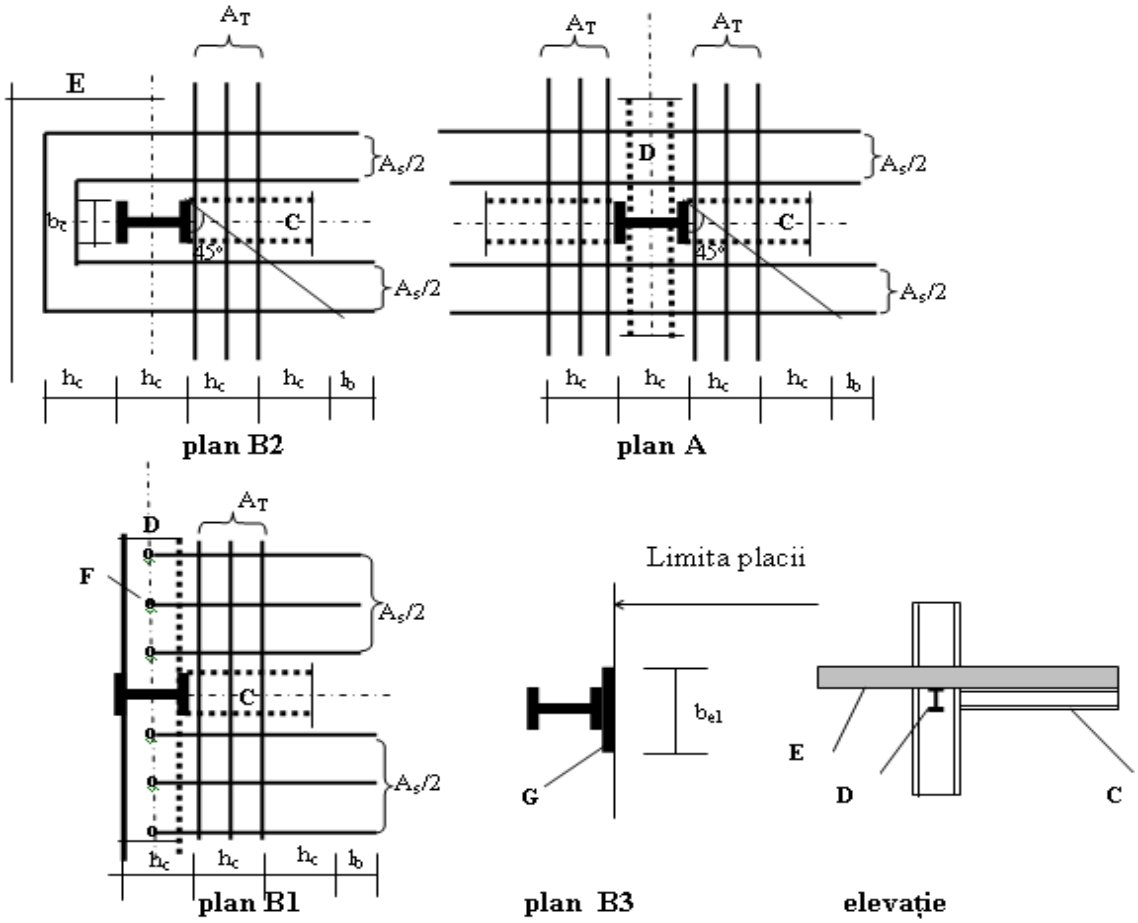
b_c lăţimea stâlpului perpendiculară pe axa grinzii ,

h_c înălţimea secţiunii stâlpului,

b_{el} lăţimea elementului suplimentar sudat de stâlp.

A_S şi A_T armăturile suplimentare amplasate în placă în zona stâlpului (A_s armătura longitudinală şi A_T armătura transversală). Relaţiile de calcul pentru aceste armături şi pentru rezultanta eforturilor de compresiune din placă sunt date în Anexa G.

Cazurile A, B1, B2, B3 sunt ilustrate în Figura 7.2.



A - Nod interior

B - Nod exterior

C - Grindă compozită

D - Grindă marginală compozită

E - Fâşie de placă în consolă faţă de stâlp

F – Conectori

G - Dispozitive suplimentare sudate de stâlp pentru preluarea compresiunilor din placă

Figura 7.2. Dispunerea barelor suplimentare *As, A_T* şi situaţii de calcul ale lăţimii efective de placă

7.6.5.2. Grinzi compozite de beton armat cu armatură rigidă

(1) Pentru proiectarea grinzilor compozite de beton armat cu armatură rigidă se vor respecta prevederile SR EN 1994-1-1 şi prevederile din capitolele 5 si 6, dacă nu contravin prevederilor din acest capitol.

(2) Lăţimea efectivă de placă pentru calculul grinzilor la starea limita de rezistenţă la încovoiere se va determina în conformitate cu 5.3.4.1.1. Armăturile din placă se consideră active la moment negativ dacă sunt plasate pe lăţimea b_{eff} şi dacă sunt corespunzător ancorate.

(3) Pentru verificarea la forţă tăietoare a grinzilor, forţa tăietoare de proiectare V_{Ed} se va distribui între secţiunea de beton armat $V_{Ed,c}$ şi oţel $V_{Ed,a}$ în raport cu valorile momentelor de proiectare capabile ale acestor componente. $M_{Rd,c}$ şi oţel $M_{Rd,a}$.

Relaţiile pentru calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile $M_{pl,Rd}$, ale grinzilor compozite sunt date în SR EN 1994-1-1.

$V_{Rd,c}$ şi $V_{Rd,a}$ se vor calcula în conformitate cu prevederile capitolelor 5 şi 6. Verificarea la forţă tăietoare se va realiza cu relaţiile:

$$V_{Rd,a}/V_{pl,Rd,a} \leq 0,5$$
$$V_{Ed,c}/V_{pl,Rd,c} \leq 1 \qquad (7.7)$$

(4) În structurile disipative, se consideră zone disipative (critice), zonele de la extremităţile grinzilor cu lungimea $l_{cr}=1.5h_b$ (h_b - înălţimea grinzii) măsurată de la faţa stâlpilor sau zonele de aceeaşi lungime situate deoparte şi de alta a unei secţiuni din câmpul grinzii în care se atinge $M_{pl,Rd}$ în combinaţiile dintre acţiunea seismică cu cea gravitaţională.

(5) Asigurarea cerinţelor de ductilitate locală în aceste zone se va face respectând condiţiile de la 5.3.4.1.2.

7.6.6. Stâlpi compoziţi din beton armat cu armătură rigidă (cu secţiunea din oţel total înglobată în beton)

(1) Pentru stâlpii compoziţi se vor determina eforturile de proiectare cu relaţiile prevăzute în articolul 5.3.3.3. Aceste eforturi vor respecta următoarele condiţii:

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1,0 \qquad (7.8)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,3 \qquad (7.9)$$

$$V_{Ed,c}/V_{pl,Rd,c} \leq 1 \text{ şi } V_{Ed,a}/V_{pl,Rd,a} \leq 0,5 \qquad (7.10)$$

(2) Eforturile secţionale de proiectare se vor determina astfel încât să favorizeze dezvoltarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice. La un anumit nivel momentele din stâlpi şi grinzi se pot redistribui în condiţiile realizării echilibrului de nod şi a păstrarii constante a forţei tăietoare de nivel.

(3) Relaţiile pentru calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile $M_{pl,Rd}$, ale stâlpilor compoziţi sunt date în SR EN 1994-1-1.

Valoarea de proiectare a forţei tăietoare capabile $V_{pl,Rd}$ a stâlpului se va determina ca sumă a forţelor tăietoare capabile ale componentelor de beton armat $V_{pl,Rd,c}$ şi de beton armat $V_{pl,Rd,a}$ determinate conform capitolelor 5 şi 6 din prezentul cod. Forţa tăietoare de proiectare V_{Ed} se va distribui între secţiunea de beton armat $V_{Ed,c}$ şi oţel $V_{Ed,a}$ în raport cu valorile momentelor de proiectare capabile ale secţiunilor acestor componente: beton armat $M_{Rd,c}$ şi oţel $M_{Rd,a.}$

(4) În structurile compozite disipative, zonele de la extremităţile stâlpilor se proiecteaza ca zone disipative pentru care se iau măsuri de asigurare a ductilităţii.

(5) Lungimea zonelor critice ale stâlpilor compoziţi se calculează cu relaţiile:

$l_{cr}=max(h_c,l_{cl}/6{,}600\text{mm})$ pentru DCM (7.11)

$l_{cr}=max(1{,}5h_c,l_{cl}/6{,}600\text{mm})$ pentru DCH (7.12)

unde:

h_c înălţimea secţiunii stâlpului compozit

l_{cl} lungimea liberă a stâlpului.

Dacă $l_{cl} / h_c < 3$, întreaga lungime a stâlpului se consideră critică.

(6) În zonele disipative ale stâlpilor compoziţi, dacă relaţia (7.9) nu este îndeplinită, pentru a asigura o capacitate de rotire plastică suficientă, se va respecta condiţia:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\varphi}\nu_d\varepsilon_{sy,d}\frac{b_c}{b_0}-0{,}0035 \tag{7.13}$$

unde,

μ_Φ valoarea necesară a factorului ductilităţii de curbură

$$\begin{aligned} &\mu_\varphi = 2q-1, && \text{dacă } T_1 \geq 0{,}7T_c \\ &\mu_\varphi = 2cq-1, && \text{dacă } T_1 < 0{,}7T_c \end{aligned} \tag{7.14}$$

c coeficientul de amplificare a deplasărilor definit conform prevederilor Anexei E.

T_1 perioada proprie fundamentală de vibraţie a clădirii

T_c perioada de control (colţ) a spectrului de răspuns

q factorul de comportare al structurii

ν_d forţa axială de proiectare normalizată

$$\nu_d = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd,a} + A_c f_{cd} + A_s f_{yd,s}) \tag{7.15}$$

$\varepsilon_{sy,d}$ valoarea de proiectare a deformaţiei la iniţierea curgerii oţelului

b_c, b_0 lăţimea secţiunii transversale de beton, respectiv lăţimea miezului de beton confinat, măsurate între axele etrierilor marginali

ω_{wd} factorul (coeficientul) de armare volumetric al armăturii transversale de confinare din zona critică

$$\omega_{wd} = \frac{volumul\quad etrierilor\quad si\quad agrafelor}{volumul\quad nucleului-de\quad beton}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{7.16}$$

Pentru o secţiune dreptunghiulară de beton, relaţia (7.16) devine.

$$\omega_{wd} = \frac{n_b A_{st} b_0 + n_h A_{st} h_0}{b_0 h_0 s}\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \tag{7.17}$$

h_c, h_0 înălţimea secţiunii transversale de beton, respectiv înălţimea miezului de beton confinat, măsurate între axele etrierilor marginali

b_c, b_0 lăţimea secţiunii transversale de beton, respectiv lăţimea miezului de beton confinat, măsurate între axele etrierilor marginali

n_b, n_h numărul de ramuri de etrieri pe fiecare direcţie a secţiunii transversale de beton

A_{st} aria unei ramuri de etrier

α factorul de eficienţă a confinării

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s \tag{7.18}$$

- pentru secţiuni dreptunghiulare :

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{b_i^2}{6 b_0 h_0} \tag{7.19}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \tag{7.20}$$

- - pentru secţiuni transversale circulare, armate cu etrieri circulari , $\alpha_n = 1$ şi:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_0}\right)^2 \tag{7.21}$$

- - pentru secţiuni transversale circulare, armate cu spiră circulară, $\alpha_n = 1$ şi:

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2D_0}\right) \tag{7.22}$$

unde:

n numărul barelor longitudinale fixate lateral de etrieri şi agrafe

b_i distanţa între barele longitudinale succesive fixate lateral

s distanţa între etrieri

D_0 diametrul interior al spirei sau etrierului circular

(7) Distanţele s între etrieri în zonele disipative nu vor depăşi valorile:

$s \leq min\ (b_o/2, 200mm, 9d_{bL})$, pentru clasa de ductilitate DCM (7.23)

$s \leq min\ (b_o/2, 175mm, 8d_{bL})$, pentru clasa de ductilitate DCH (7.24)

unde,

b_o dimensiunea minimă a miezului de beton măsurată între axele etrierilor

d_{bL} diametrul barelor longitudinale

Pentru zona disipativă de la baza stâlpilor din clasa de ductilitate DCH

$$s \leq min\ (b_o/2,150mm,\ 6d_{bL}) \qquad (7.25)$$

(8) În cazul primelor două niveluri ale clădirii, etrierii se vor îndesi pe o lungime egală cu de 1.5 ori lungimea critică a stâlpilor.

(9) Diametrul etrierilor d_{bw} trebuie să respecte condiţiile:

$d_{bw} \geq 6mm$ *pentru clasa de ductilitate DCM*

$$d_{bw} \geq max\ (0{,}35 d_{bL}^{max} [f_{ydL}/f_{ydw}]^{0.5},\ 8mm) \text{ pentru clasa DCH} \qquad (7.26)$$

unde f_{ydL} şi f_{ydw} sunt valorile de proiectare ale rezistenţelor la curgere a oţelului armăturilor longitudinale şi respectiv transversale.

(10) În zonele disipative, diametrul etrierilor de confinare d_{bw} pentru împiedicarea flambajului local al tălpii comprimate va respecta condiţia :

$$d_{bw} \geq [(b_f\, t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0,5} \qquad (7.27)$$

unde:

b_f , t_f lăţimea şi grosimea tălpii ,

f_{ydf}, f_{ydw} valorile de proiectare ale rezistenţei la curgere a oţelului tălpii şi respectiv a armăturii transversale.

(11) În zonele disipative (critice) distanţa între doua bare longitudinale consecutive legate la colţ de etrieri sau cu agrafe nu va depăşi 200mm pentru clasa de ductilitate DCM şi 150mm pentru clasa de ductilitate DCH.

(12) Prevederile constructive privind ancorajul şi înnădirea armăturilor stâlpilor compoziţi vor fi aceleaşi cu cele date în capitolul 5 pentru stâlpii de beton armat .

(13) Acoperirea cu beton a armăturii rigide va fi de minim 75 mm pentru elemente de clasa DCM şi 100 mm pentru elemente din clasa DCH.

7.6.7. Stâlpi compoziţi din ţeavă umplută cu beton

(1) Pentru proiectarea stâlpilor din ţevi de oţel umplute cu beton sau umplute şi înglobate în beton se vor respecta prevederile din SR EN1994-1-1, paragraful 6.7.

(2) În cazul elementelor disipative din ţevi umplute cu beton, valoarea de proiectarea a forţei tăietoare capabile a stâlpului se va determina luând în considerare în calcul sau numai contribuţia sectiunii de oţel, sau numai pe cea a miezului de beton armat considerând ca armătură transversală ţeava de oţel .

(3) Relaţia între clasa de ductilitate şi supleţea limită a pereţilor ţevii este dată în Tabelul 7.3.

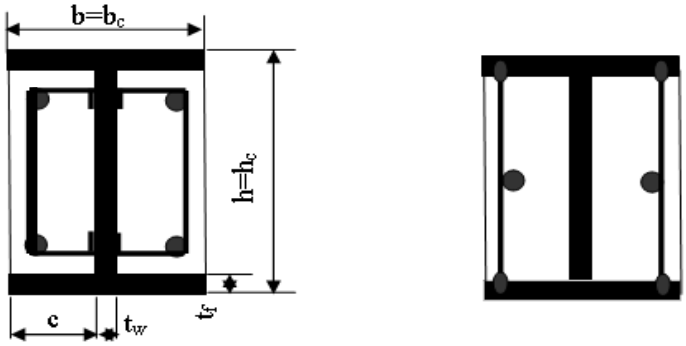
7.6.8. Elemente compozite cu secţiunea din oţel parţial înglobată în beton armat

(1) În zonele disipative ale elementelor compozite cu secţiunea de oţel parţial înglobată în beton, distanţele *s* între armăturile transversale vor satisface condiţiile date la 7.6.6 şi SR EN 1994-1-1, paragraful 6.7.

(2) În cazul elementelor disipative, valoarea de proiectare a forţei tăietoare capabile se va determina considerând în calcul numai contribuţia secţiunii de oţel cu excepţia cazurilor în care sunt luate măsuri speciale de mobilizare a capacităţii de rezistenţei la forţă tăietoare a betonului armat, prin realizarea de legături transversale între beton şi grinda de oţel.

(3) Armăturile suplimentare sudate de tălpi ca în Figura 7.3, b, pot întârzia flambajul local al tălpilor în zonele disipative. În cazurile în care aceste bare se află la o distanţă $s_l < c$, unde c este lăţimea aripii tălpii iar s_l este distanţa longitudinală între axele acestor bare, valorile pentru supleţea limită a tălpilor din tabelul 7.3 pot fi mărite astfel: pentru $s_l/c < 0.5$ limitele date în tabelul 7.3 pot creşte cu 50%

(4) Pentru $0.5 < s_l/c < 1$ se va realiza o interpolare liniară între valorile din tabel şi cele mărite cu 50%



a) etrieri sudaţi de inimă b) bare drepte sudate de tălpi

Figura 7.3. Armătura transversală a elementelor compozite parţial înglobate în beton

(5) Diametrul acestor armături suplimentare d_{bw} va fi cel puţin 8mm şi va verifica relaţia (7.27).

(6) Armăturile suplimentare se vor suda de tălpi la ambele capete, iar rezistenţa sudurilor nu va fi mai mică decât rezistenţa la întindere a armăturilor. Aceste armături vor avea acoperirea cuprinsă între 20 mm şi 40 mm.

7.6.9. Nodurile cadrelor compozite disipative

(1) Pentru proiectarea nodurilor compozite şi hibride se vor respecta prevederile din capitolele 5 şi 6 din prezentul cod.

(2) Nodurile compozite vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior zonelor disipative ale elementelor adiacente astfel încît deformaţiile neliniare să fie dirijate către acestea.

(3) În timpul acţiunii seismice se va asigura integritatea betonului comprimat al plăcii din jurul stâlpilor prin prevederea de armături suplimentare. Armăturile din placă, amplasate în zona nodurilor, vor respecta condiţiile de alcătuire prevăzute în Figura 7.2 şi Anexa G.

(4) Pentru proiectarea îmbinărilor cu sudură sau cu şuruburi a elementelor în nod se va respecta condiţia:

$$R_d \geq 1.5\, R_{fy} \qquad (7.28)$$

unde

R_d valoarea de proiectare a eforturilor capabile ale îmbinarii iar

R_{fy} valoarea de proiectare a eforturilor capabile ale elementelor disipative care se îmbină.

(5) În cazul nodurilor compozite grindă –stâlp la care panoul de oţel al nodului este total înglobat în beton, capacitatea de rezistenţă a nodului se va calcula ca sumă a contribuţiei betonului armat şi a panoului de oţel din nod care se determină conform prevederilor din capitolele 5 si 6 din prezentul cod ,dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii:

(a) raportul dimensiunilor nodului va respecta condiţiile

$$0{,}6 \leq h_b/h_c \leq 1{,}4 \qquad (7.29)$$

unde h_b şi h_c sunt dimensiunile panoului nodului (egale cu înălţimea secţiunii de oţel a grinzii şi respectiv a stâlpului)

(b)

$$V_{j,Ed} < V_{j,Rd} \qquad (7.30)$$

unde:

$V_{j,Ed}$ valoarea forţei tăietoare de proiectare a nodului asociată formării articulaţiilor plastice în zonele disipative ale grinzilor compozite adiacente, calculata în raport cu valorile momentelor de proiectare capabile ale componentelor din beton armat $M_{Rd,c}$ şi oţel $M_{Rd,a}$ ale acestora, considerand şi factorul de suprarezistenţă al oţelului.

$V_{j,Rd}$ valoarea de proiectarea a forţei tăietoare capabilă a nodului compozit.

Valoarea de proiectare a forţei tăietoare capabile $V_{j,Rd}$ a nodului se va determina ca sumă a forţelor tăietoare capabile ale componentelor de beton armat $V_{j,Rd,c}$ şi de otel $V_{j,Rd,a}$ ale nodului determinate conform capitolelor 5 şi 6 din prezentul cod.

(6) La proiectarea nodurilor compozite alcătuite din grinzi de oţel compozite cu plăci de beton armat şi stâlpi compoziţi sau de beton armat se vor lua următoarele măsuri:

- la faţa stâlpului se vor amplasa rigidizări verticale .
- forţa tăietoare din grinzi se va distribui între armăturile verticale suplimentare sudate de talpa grinzii şi secţiunea de oţel a stâlpului.

(7) La proiectarea nodurilor hibride alcătuite din grinzi de oţel sau compozite şi stâlpi de beton armat se va ţine seama de următoarele condiţii de alcătuire :

- grinda de oţel va trece continuă prin nod
- la faţa stâlpului se vor dispune rigidizări verticale
- în apropierea rigidizărilor verticale se vor dispune în stâlpi armături verticale suplimentare sudate de tălpile grinzii, având o rezistenţă la întindere egală cu forţa tăietoare de proiectare a grinzii de oţel . Betonul din zona acestor

armături va fi confinat cu armătură transversală care va respecta condiţiile din paragraful 7.6.6.

(8) Nodurile hibride alcătuite din stâlpi de beton armat şi grinzi de oţel nu se recomandă în zone cu seismicitate ridicată $a_g \geq 0.16$.

7.7. Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri centrice

(1) La proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri centrice se vor respecta prevederile secţiunii 6.7 referitoare la :

- -criteriile de proiectare (6.7.1)
- -calculul cadrelor (6.7.2)
- -dimensionarea elementelor diagonale (6.7.3) a grinzilor şi stâlpilor (6.7.4)

(2) Cadrele compozite cu diagonale centrice vor fi alcătuite din grinzi şi stâlpi în soluţie compozită cu noduri rigide şi diagonale din oţel sau compozite .

7.8. Proiectarea cadrelor compozite cu contravantuiri excentrice

(1) La proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri excentrice se vor respecta prevederile secţiunii 6.8 referitoare la :

- criteriile de proiectare (6.8.1)
- dimensionarea barelor disipative (6.8.2)
- dimensionarea elementelor care nu conţin bare disipative (6.8.3)

(2) Cadrele compozite cu contravântuiri excentrice vor fi alcătuite din grinzi, stâlpi şi diagonale compozite sau de oţel. Barele disipative vor fi de oţel .

(3) Cadrele compozite cu diagonale excentrice se vor proiecta astfel încât disiparea să se producă prin formarea de zone critice la extremităţile barelor disipative înaintea cedării îmbinărilor, a curgerii sau flambajului grinzilor şi a stâlpilor.

(4) Diagonalele, stâlpii, şi zonele grinzilor din afara zonelor disipative se vor proiecta să lucreze în domeniul elastic la forţele maxime asociate plastificării barelor disipative, cu considerarea efectelor consolidării oţelului .

(5) În cazul structurilor la care barele disipative sunt amplasate lângă stâlpi de beton armat sau stâlpi compoziţi, se vor prevedea la faţa stâlpilor rigidizări verticale pe ambele părti ale secţiunii barei disipative. Armatura transversală din stâlp din zona barei disipative va respecta condiţiile date la 7.6.6.

(6) Îmbinările barelor disipative se vor proiecta considerând suprarezistenţa secţiunii şi cea a materialului barei disipative datorată consolidării oţelului.

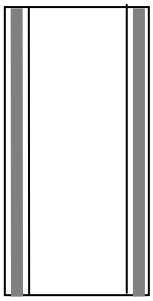
(7) În evaluarea valorii de proiectare a capacităţii de rezistenţă la întindere a diagonalelor compozite se va considera în calcul numai secţiunea de oţel a diagonalei.

7.9. Proiectarea structurilor cu pereţi compoziţi

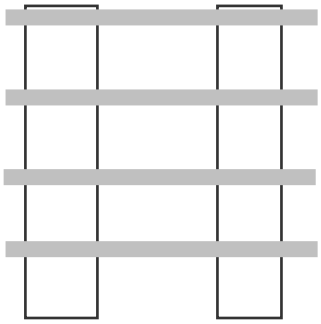
(1) Prevederile acestui capitol se referă la sistemele structurale compozite aparţinând tipurilor definite în Figura 7.4

(2) În cazul pereţilor compoziţi de tipul 1 energia se disipează prin încovoiere în zonele disipative amplasate la baza pereţilor.

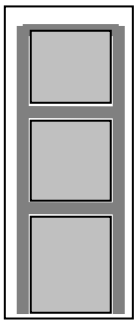
Tip 1 Pereţi compoziţi de beton armat cu armatură rigidă în zonele de capat



Tip 2 Pereţi compoziţi sau de beton armat cuplaţi cu grinzi compozite sau de oţel



Tip 3 –Pereţi compoziţi cu panou de oţel înglobat în inimă şi cu bulbi şi centuri cu armatura rigidă



Tip 4 –Pereţi compoziţi cu diagonale de armatură rigidă înglobate în inimă şi cu bulbi şi centuri cu armatură rigidă

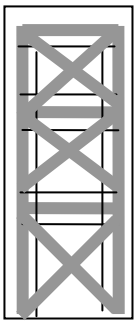


Figura 7.4. Sisteme structurale pentru pereţii compoziţi

(3) În cazul tipului 2 de pereti compoziţi disiparea energiei se realizează în zona de la baza pereţilor şi în grinzile de cuplare.

(4) În cazul peretilor compoziţi de tip 3 cu panoul de oţel înglobat în betonul armat al inimii disiparea energiei se produce în zona de la baza peretelui. Prin înglobarea în beton armat, panoul de oţel este impiedicat să-şi piardă stabilitatea.

(5) În cazul pereţilor compoziţi de tip 4, disiparea energiei seismice se produce în secţiunile de la baza pereţilor, diagonalele de oţel înglobate asigurând armarea eficientă la forţă tăietoare a inimii peretelui.

7.9.1. Calculul structurilor cu pereţi compoziţi

(1) Calculul rigidităţii de proiectare a pereţilor compoziţi va ţine seama de aportul armăturii rigide înglobate.

(2) Relaţiile de calculul ale eforturilor de proiectare pentru impunerea mecanismului de plastificare în cazul pereţilor compoziti sunt date în capitolul 5.3.3.5.

(3) Pentru calculul valorilor de proiectare ale eforturilor capabile şi pentru alcătuirea pereţilor compoziţi se vor respecta prevederile din capitolele 5 şi 6.

(4) În cazul pereţilor compoziţi cu inima de beton armat (tipul 1 şi tipul 2) se consideră că forţa tăietoare este preluată integral de inima de beton armat a peretelui iar momentul de incovoiere de ansamblul peretelui.

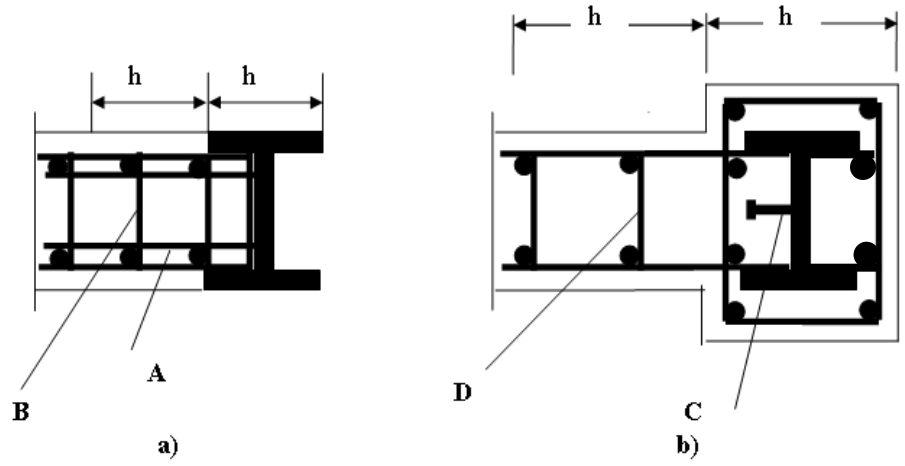
(5) În cazul pereţilor compoziţi care au armatură rigidă în inimă (tipul 3 şi 4) forţa tăietoare este preluată prin suma contribuţiilor betonului armat şi a armăturii rigide din inimă.

(6) Asigurarea cerinţelor de ductilitate locală şi lungimile zonelor disipative ale pereţilor compoziti sunt cele din 5.3.4.3.2.

(7) Panourile de beton armat ale peretilor compoziţi vor respecta prevederile de alcătuire constructivă şi de dimensionare ale pereţilor de beton armat date în cap 5.

(8) Zonele de la extremitatile secţiunii pereţilor cu armatură rigidă total înglobată în beton vor fi proiectate în conformitate cu paragraful 7.6.6 din prezentul cod.

(9) Zonele de la extremităţile secţiunii pereţilor cu armătură rigidă cu înglobare parţială în beton se vor proiecta ţinând cont de prevederile paragrafului 7.6.8



a)Element de capăt parţial înglobat în beton utilizat în sisteme de tip 1

b)Element de capăt total înglobat în beton utilizat în sisteme de tip 1

A = bare sudate de stâlp B = armătură transversală

C = conectori D = agrafe

Figura 7.5. Detalii pentru zonele de capăt ale pereţilor compoziţi

(10) Transferul eforturilor tangenţiale între zonele de la extremităţile peretelui şi panoul din beton armat al inimii peretelui se va realiza prin conectori, prin bare sudate de secţiunea de oţel sau bare trecute prin găurile armăturii rigide (Figura 7.5)

(11) Riglele de cuplare de oţel sau compozite cu placă de beton armat vor avea o lungime de înglobare suficientă în peretele din beton armat, capabilă să transmită peretelui momentele şi forţele tăietoare de proiectare ale grinzii de cuplare. Lungimea de înglobare le se măsoară de la primul rând de armatură al zonelor de capăt (Figura 7.6). Lungimea de înglobare nu va fi mai mică de 1.5h unde h este înălţimea grinzii de cuplare.

(12) În zona de înglobare a grinzii de cuplare se vor dispune în perete armături verticale sudate de tălpile grinzii cu o capacitate de rezistenţă la întindere egală cu forţa tăietoare capabilă a grinzii. 2/3 din aria acestei armături se va amplasa în prima jumătate a lungimii de înglobare. Armătura se va prelungi simetric deasupra şi dedesubtul tălpilor grinzii de cuplare cu o lungime egală cu lungimea de ancoraj. În această zonă armătura transversală va respecta condiţiile date în 7.6.6.

(13) În cazul clasei de ductilitate DCM armătura de confinare a elementelor de capăt ale pereţilor compoziti se va realiza pe o distanta egala cu h, iar pentru clasa de ductilitate DCH aceasta distanta se va extinde pe lungimea peretelui la 2h ,dar cel puţin l_w=h/10. (h este înălţimea secţiunii elementului de capat în planul peretelui, Figura 7.5).

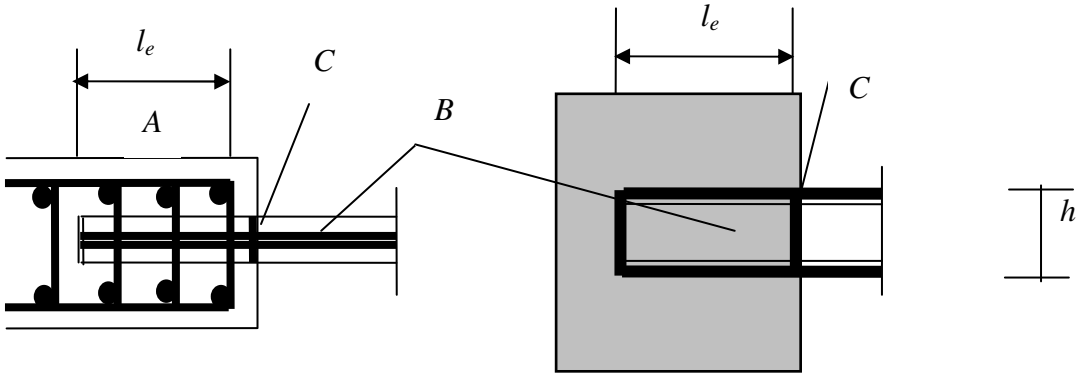
(14) Conectarea panoului de oţel cu cadrul de înrămare se va realiza continuu cu sudură sau cu şuruburi.

(15) Grosimea minimă de înglobare în beton a panoului de oţel va fi de 200 mm (minimum 100m pe fiecare parte a panoului).

(16) Procentul minim de armare al betonului de înglobare va fi de 0.25% pe ambele direcţii.

(17) Conectarea între panoul de oţel şi betonul de înglobare se va realiza cu conectori sudaţi sau cu agrafe care trec prin găuri practicate în panoul de oţel.

(18) Golurile din panoul de oţel al inimii peretelui compozit vor fi rigidizate.



A=Armătură suplimentară a peretelui în zona de înglobare a grinzii de oţel

B = Grindă de cuplare de oţel C = Rigidizări verticale

Figura 7.6. Grinzi de cuplare de oţel ale pereţilor de beton armat şi detalii de înglobare pentru clasa de ductilitate DCH

7.10. Proiectarea fundatiilor structurilor compozite

(1) Sistemul de fundaţii al structurilor compozite se va proiecta cu un grad de asigurare sporit în raport cu suprastructura, la forţe corespunzatoare mecanismului structurii de disipare a energiei in conformitate cu capitolul 4.6.2.5.

(2) Se recomandă ca armatura rigidă de oţel a elementelor compozite verticale să fie ancorată în elementele de beton armat ale infrastructurii (pereţii subsolurilor şi în fundaţii) astfel încât placa de bază a acesteia să se afle sub cota în care se consideră încastrarea structurii. Armatura rigidă se va ancora atat la nivelul plăcii de bază, cât şi pe înălţimea de înglobare .

(3) La proiectarea infrastructurilor se vor respecta prevederile capitolele 5.8 din prezentul cod.

8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE ZIDĂRIE

8.1. Generalităţi

8.1.1. Obiectul prevederilor

(1) Prezentul capitol are ca obiect enunţarea cerinţelor generale şi a condiţiilor tehnice specifice pentru *situaţia de proiectare seismică*, definită conform Codului CR0, privind:

- calculul şi alcătuirea arhitectural-structurală a clădirilor cu pereţi structurali din zidărie;
- calculul, alcătuirea şi detalierea constructivă a pereţilor structurali din zidărie .

Proiectarea elementelor nestructurale şi a panourilor de zidărie înrămate în cadre se va face conform prevederilor generale din acest Cod şi prevederilor specifice din capitolul 10.

(2) Prevederile pentru *situaţia de proiectare seismică* stabilite în acest Capitol completează şi se aplică împreună cu prevederile generale de calcul (ipoteze, procedee, modele şi metode) şi cu detaliile constructive pentru *situaţia persistentă de proiectare* şi pentru *situaţia tranzitorie de proiectare*, definite conform 8.1.3.(2), date în Codul CR 6.

(3) Pereţii structurali care constitue obiectul acestui capitol sunt definiţi după cum urmează:

(a) **Perete structural**: perete destinat să reziste forţelor verticale şi orizontale care acţionează, în principal, în planul său.

Pereţii de zidărie care îndeplinesc condiţiile geometrice minime date la 8.5.2.1.2, care au continuitate până la fundaţii şi care sunt executaţi din materialele menţionate la 8.2. sunt "*pereţi structurali*" şi vor fi calculaţi şi alcătuiţi conform regulilor generale din Codul CR 6 şi prevederilor suplimentare din prezentul Cod.

(b) **Perete structural de rigidizare**: perete dispus perpendicular pe un perete structural, cu care conlucrează la preluarea forţelor verticale şi orizontale şi contribuie la asigurarea stabilităţii acestuia.

În cazul clădirilor cu planşee care descarcă pe o singură direcţie, pereţii structurali paraleli cu direcţia elementelor principale ale planşeului, care nu sunt încărcaţi direct cu forţe verticale, dar care preiau forţele orizontale care acţionează în planul lor, sunt denumiţi şi ***pereţi de contravântuire***.

(4) Clădirile cu pereţi structurali din zidărie şi pereţii structurali din zidărie se vor proiecta conform prevederilor generale pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare stabilite în Codul CR 6 şi, în plus, conform prevederilor din prezentul Cod pentru:

- efectele acţiunii seismice de proiectare în planul pereţilor, cu valorile forţelor calculate conform acestui capitol;
- efectele acţiunii seismice de proiectare perpendiculare pe planul pereţilor, cu valorile forţelor calculate conform capitolului 10 din acest Cod.

(5) Prevederile acestui capitol se referă la:

- cerinţele de performanţă seismică pentru ansamblul structurii şi pentru pereţii structurali;
- condiţiile de efectuare a verificărilor de siguranţă pentru situaţia de proiectare seismică pentru ansamblul structurii şi pentru pereţii structurali;
- coeficienţii de calcul specifici pentru situaţia de proiectare seismică, pentru diferite materiale şi pentru diferite tipuri de structuri cu pereţi structurali din zidărie;
- cerinţele specifice pentru situaţia de proiectare seismică pentru materialele utilizate pentru pereţii structurali şi unele condiţii tehnologice speciale;
- cerinţele/regulile constructive pentru situaţia de proiectare seismică pe care trebuie să le satisfacă diferitele tipuri de zidărie folosite pentru realizarea pereţilor structurali.

(6) Prevederile se aplică structurilor cu pereţi structurali din zidărie cu elemente din argilă arsă şi din beton celular autoclavizat (BCA), cu următoarele tipuri de alcătuire:

- zidărie simplă/nearmată (ZNA);
- zidărie confinată (ZC);
- zidărie confinată şi armată în rosturile orizontale (ZC+AR);
- zidărie cu inimă armată (ZIA).

(7) Prevederile din acest capitol nu se aplică pereţilor structurali realizaţi cu :

(a) Elemente pentru zidărie şi/sau cu mortare pentru care nu există reglementări europene adoptate ca standarde naţionale (SR EN) sau alte reglementări naţionale sau cu elemente pentru care nu există reguli de proiectare pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare;

(b) Elemente cu forme speciale care permit armarea interioară.

8.1.2. Documente normative de referinţă

(1) Prevederile din prezentul capitol sunt indicate la capitolul 1.5 şi se aplică împreună cu prevederile reglementărilor tehnice în vigoare referitoare la:

- acţiuni în construcţii, clasificarea şi gruparea încărcărilor;
- calculul, alcătuirea şi execuţia construcţiilor de beton, beton armat, oţel şi lemn;
- calculul, alcătuirea şi execuţia structurilor din zidărie;
- calculul, alcătuirea şi execuţia clădirilor pe terenuri de fundare dificile;
- cercetarea şi calculul terenului de fundare;
- materialele componente ale zidăriei (elemente pentru zidărie, mortare).

8.1.3. Definiţii

(1) În acest capitol se folosesc definiţiile generale din capitolul 1.2 din acest Cod.

(2) Situaţiile de proiectare la care se face referire în acest Capitol sunt definite conform Codului CR 0, după cum urmează:

- *Situaţie persistentă de proiectare:* situaţie de proiectare care este relevantă pe un interval de timp de acelaşi ordin cu durata vieţii structurii.
- *Situaţie tranzitorie de proiectare:* situaţie de proiectare care este relevantă pe o durată de timp mai scurtă decât durata proiectată a vieţii structurii şi care are o probabilitate mare de a se produce;
- *Situaţie de proiectare seismică:* situaţie de proiectare excepţională când structura este expusă unui eveniment seismic.

(3) Definiţiile specifice lucrărilor din zidărie folosite în acest capitol sunt identice cu cele din Codul CR 6, cu precizări suplimentare faţă de acestea, când este cazul.

8.1.4. Simboluri

(1) În acest capitol se folosesc simbolurile generale date la capitolul 1.3.

(2) Simbolurile specifice lucrărilor din zidărie folosite în acest capitol sunt identice cu cele date în Codul CR 6, par.1.4..

(3) Notaţiile suplimentare introduse în acest capitol sunt explicitate în text.

8.2. Materiale componente

(1) Condiţiile de calitate şi caracteristicile mecanice de rezistenţă şi de deformabilitate ale materialelor componente şi ale zidăriilor realizate cu acestea, folosite la proiectarea structurilor şi a pereţilor structurali din zidărie conform prezentului Cod, vor fi stabilite pe baza încercărilor efectuate conform standardelor europene adoptate ca standarde române corespunzătoare. În lipsa datelor obţinute din încercări, se vor folosi valorile forfetare pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare date în Codul CR 6, cu respectarea condiţiilor speciale de utilizare prevăzute în fiecare caz în parte.

(2) Pentru stabilirea valorilor de proiectare ale caracteristicilor mecanice, fizice şi chimice ale materialelor pentru zidărie se vor folosi date rezultate din încercări efectuate de producător, conform specificaţiei tehnice de produs aplicabile (standard armonizat, standard european, agrement tehnic armonizat, agrement tehnic).

(3) Caracteristicile mecanice, geometrice, de formă şi de aspect, inclusiv toleranţele de fabricaţie, ale elementelor pentru zidărie specificate în proiecte şi folosite la execuţie vor fi conforme cu datele comunicate în mod oficial de către producător în documentele care însoţesc produsul. Verificarea conformităţii produselor cu specificaţiile tehnice ale proiectului se va face conform prevederilor reglementărilor tehnice specifice aplicabile, în vigoare.

(4) Pentru pereţii structurali din zidărie, valorile necesare ale rezistenţelor şi ale celorlalte caracteristici ale elementelor pentru zidărie şi ale mortarelor pentru zidărie vor fi stabilite de către proiectant astfel încât să se obţină rezistenţe ale zidăriei cu

valori mai mari sau egale cu cele minime date în tabelele 8.2 ÷ 8.5 necesare pentru preluarea solicitărilor din gruparea seismică de încărcări stabilită conform Codului CR 0 şi prezentului Cod, astfel:

(a) Rezistenţele caracteristice necesare la compresiune ale zidăriei, (f_k) şi (f_{kh}).

Valorile (f_k) şi (f_{kh}) utilizate în proiect vor fi cel puţin egale cu valorile minime date în tabelele 8.2 şi 8.3, în funcţie de numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare şi de acceleraţia terenului pentru proiectare (a_g)

(b) Rezistenţa caracteristică iniţială necesară la forfecare a zidăriei f_{vk0}.

Valoarea f_{vk0} prevăzută în proiect va fi cel puţin egală cu valoarea minimă dată în tabelul 8.4 în funcţie de numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare şi de acceleraţia terenului pentru proiectare.

(c) Rezistenţele caracteristice necesare la încovoiere perpendicular pe plan ale zidăriei f_{xk1} şi f_{xk2}.

Valorile (f_{xk1}) şi (f_{xk2}) utilizate în proiect vor fi cel puţin egale cu valorile minime date în tabelul 8.5, în funcţie de acceleraţia terenului pentru proiectare.

(5) Proprietăţile mecanice şi fizico-chimice ale elementelor şi ale mortarelor alese conform (4) şi dimensiunile pereţilor structurali realizaţi cu acestea, trebuie să asigure şi satisfacerea tuturor cerinţelor esenţiale/fundamentale aplicabile construcţiilor.

8.2.1. Cerinţe speciale pentru elemente pentru zidărie.

(1) Prevederile acestui capitol se referă la zidăriile pereţilor structurali realizate cu următoarele tipuri de elemente pentru zidărie:

- din argilă arsă, pline şi cu goluri verticale (SR EN 771-1);
- din beton celular autoclavizat – BCA (SR EN 771-4).

(2) Prevederile capitolului nu se aplică la proiectarea pereţilor structurali executaţi cu:

- elemente pentru zidărie din silico-calcar;
- elemente pentru zidărie din beton, cu agregate obişnuite/uşoare;
- elemente pentru zidărie din piatră artificială;
- elemente pentru zidărie din piatră cioplită.

Utilizarea pentru execuţia pereţilor structurali a elementelor pentru zidărie menţionate la (2) se va face conform prevederilor reglementărilor tehnice specifice aplicabile, în vigoare.

(3) Pentru satisfacerea cerinţei de *robusteţe,* în scopul evitării ruperilor fragile locale sub efectul acţiunii seismice, pentru executarea pereţilor structurali din zidărie, se vor folosi numai elemente din argilă arsă sau BCA clasificate în grupele 1 şi 2, având proprietăţile din tabelul 8.1.

Tabelul 8.1. Proprietăţile geometrice ale elementelor pentru zidărie

Caracteristici	Grupa 1 Argilă arsă şi BCA	Grupa 2 Elemente din argilă arsă cu goluri verticale			
Volumul total al golurilor (% din volumul brut)	≤ 25%	$a_g \leq 0{,}15g$		$a_g \geq 0{,}20g$	
		>25%; ≤ 55%		>25%; ≤45%	
Volumul fiecărui gol (% din volumul brut)	≤ 12,5%	*fiecare din golurile multiple ≤ 2% *total goluri de manipulare≤12,5%			
Valoarea declarată a grosimii pereţilor interiori şi exteriori (mm)	Fără cerinţe	perete interior		perete exterior	
		$a_g \leq 0{,}15g$	$a_g \geq 0{,}20g$	$a_g \leq 0{,}15g$	$a_g \geq 0{,}20g$
		≥ 5	≥10	≥8	≥ 12

(4) Elementele pentru zidărie cu goluri verticale folosite în zonele cu acceleraţia seismică $a_g \geq 0{,}20g$ trebuie să îndeplinească şi următoarele condiţii:

(a) Aria unui singur gol ≤1200 mm^2

(b) Pereţi verticali interiori continui pe toată lungimea elementului (în planul peretelui)

(5) În condiţiile specifice de proiectare şi de execuţie stabilite prin acest Cod, prin excepţie de la (3), pentru pereţii structurali din zidărie, pot fi folosite şi alte elemente încadrate în grupa 2: cărămizi şi blocuri din argilă arsă cu goluri verticale cu geometrie *specială* (cu pereţi subţiri - grupa 2S) care îndeplinesc următoarele condiţii referitoare la geometria blocului :

(a) volumul golurilor ≤50% din volumul blocului;

(b) grosimea pereţilor exteriori 11mm ≤t_e<15mm;

(c) grosimea pereţilor interiori 6mm ≤t_i<10mm;

(d) pereţii verticali interiori sunt realizaţi continuu pe toată lungimea elementului (în planul peretelui).

În prezentul capitol sunt stabilite condiţiile specifice de proiectare ale pereţilor structurali cu aceste elemente pentru zidărie.

(6) Utilizarea elementelor pentru zidărie din argilă arsă cu goluri orizontale realizate la turnare nu este permisă pentru executarea pereţilor structurali din zidărie cu excepţia anexelor gospodăreşti şi a construcţiilor provizorii.

(7) Pentru executarea pereţilor structurali din zidărie, indiferent de acceleraţia terenului pentru proiectare a_g, se vor folosi numai elemente pentru zidărie din categoria I, cu excepţia construcţiilor menţionate la (8).

(8) Elementele pentru zidărie din categoria II pot fi folosite numai pentru:

- pereţi structurali la clădiri din clasele de importanţă III şi IV în zonele cu $a_g \leq 0{,}15$g;
- pereţi structurali la anexe gospodăreşti şi construcţii provizorii în toate zonele seismice.

8.2.2. Cerinţe speciale pentru mortare

(1) Pentru executarea pereţilor structurali din zidărie se vor folosi *mortare pentru zidărie pentru utilizare generală (G)* şi *mortare pentru rosturi subţiri (T)* definite conform SR EN 998-2.

(2) Mortarul *pentru zidărie pentru utilizare generală (G)*, preparat la şantier, va putea fi folosit pentru executarea pereţilor structurali din zidărie, dacă respectă toate prevederile din reglementările tehnice specifice privind execuţia lucrărilor din zidărie, aplicabile, în vigoare, numai pentru:

- Clădiri din clasele de importanţă III şi IV, în toate zonele seismice;
- Clădiri din clasa de importanţă II în zonele seismice cu $a_g \leq 0{,}15g$;
- Anexe gospodăreşti şi construcţii provizorii, în toate zonele seismice.

(3) Pentru pereţii structurali executaţi cu elemente din BCA sau cu elemente din argilă arsă cu feţele de aşezare prelucrate special, pot fi folosite şi *mortare pentru rosturi subţiri (T)* în rosturi cu grosimi cuprinse între 0,5÷3,0 mm. Pentru armarea acestor rosturi se vor folosi produse cu grosimi adecvate.

8.2.3. Ţeserea zidăriei

(1) Pereţii structurali din zidărie pentru care se folosesc elementele menţionate la 8.2.1 vor fi realizaţi cu zidărie "*ţesută*", conform prevederilor reglementărilor tehnice specifice aplicabile, în vigoare.

(2) Pentru pereţii structurali ai tuturor clădirilor, din toate clasele de importanţă, indiferent de valoarea acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g la amplasament, rosturile verticale şi orizontale ale zidăriei vor fi umplute complet cu mortar.

(3) În cazul utilizării pentru pereţii structurali a elementelor pentru zidărie aşezate pe locaşuri de mortar se vor folosi valorile de proiectare ale rezistenţelor la compresiune, la forfecare şi la încovoiere pentru acest sistem de zidire, aplicabile în condiţiile specifice solicitărilor seismice, declarate de producător.

(4) Elementele pentru zidărie cu feţe verticale de capăt de tip "nut şi feder/lambă şi uluc", produse în ţară sau din import, nu vor fi folosite pentru realizarea pereţilor structurali din zidărie indiferent de numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}) şi de valoarea acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g la amplasament.

8.2.4. Cerinţe privind rezistenţele caracteristice minime ale zidăriei la compresiune, forfecare şi încovoiere

(1) Pentru pereţii structurali din zidărie cu elemente din argilă arsă şi din BCA rezistenţa caracteristică la compresiune a zidăriei perpendicular pe rosturile de aşezare (f_k) va avea valorile minime date în tabelul 8.2 în funcţie de:

- înălţimea clădirii (numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare);
- acceleraţia terenului pentru proiectare a_g la amplasament
- clasa de importanţă-expunere a clădirii.

Tabelul 8.2. Valori minime necesare ale rezistenţei caracteristice la compresiune f_k (N/mm^2) pentru pereţii structurali ai clădirilor din clasele de importanţă III - IV

Număr niveluri n_{niv}	Acceleraţia terenului pentru proiectare a_g		
	0,10g şi 0,15g	0,20g şi 0,25g	0,30g ÷0,40g
1 (P)	1,70	2,15	3,00
2 (P+1)	1,85	2,30	3,15
3 (P+2)	2,00	2,50	3,25
4 (P+3)	2,50	3,00	4,00
5 (P+4)	2,70	***	***
*** Se aplică prevederile art.8.3.2.2. (7)			

Pentru clădirile din clasele de importanţă II şi I, valorile minime din tabel se vor spori cu 0,5 N/mm^2, respectiv cu 1,0 N/mm^2..

(2) Pentru pereţii structurali cu elemente din argilă arsă şi din BCA, rezistenţa caracteristică la compresiune a zidăriei paralel cu rosturile de aşezare (f_{kh}) va avea valorile minime din tabelul 8.3.

Tabelul 8.3. Valori minime ale rezistenţei caracteristice la compresiune f_{kh} (N/mm^2) pentru pereţii structurali ai clădirilor din clasele de importanţă III – IV

Număr niveluri n_{niv}	Acceleraţia terenului pentru proiectare a_g		
	0,10g şi 0,15g	0,20g şi 0,25g	0,30g ÷0,40g
1 (P)	0,425	0,550	0,700
2 (P+1)	0,450	0,575	0,725
3 (P+2)	0,500	0,625	0,750
4 (P+3)	0,625	0,750	0,875
5 (P+4)	0,650	***	***
*** Se aplică prevederile art.8.3.2.2. (7)			

Pentru pereţii structurali ai clădirilor din clasa de importanţă II valorile minime din tabelul 8.3 se vor spori cu 15% iar pentru clădirile din clasa de importanţă I valorile din tabel se vor spori cu 30%.

(3) Valorile rezistenţelor caracteristice la compresiune ale zidăriei (f_k) şi (f_{kh}) folosite pentru situaţia seismică de proiectare vor fi mai mari decât cele din tabelele 8.2 şi 8.3 şi, în lipsa rezultatelor încercărilor conform SR EN 1052-1, se vor calcula cu formulele date în codul CR 6, pe baza rezistenţei standardizate a elementelor (f_b şi f_{bh}) şi a rezistenţei mortarului (M), folosind prevederile generale pentru calculul acestor rezistenţe pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare.

(4) Valorile minime necesare ale rezistenţei caracteristice iniţiale la forfecare f_{vk0} folosite pentru situaţia seismică de proiectare , pentru zidăriile cu elemente din argilă arsă şi din BCA, zidite cu mortare tip (G) sau (T), se vor lua din tabelul 8.4.

Tabelul 8.4.Valori minime ale rezistenţei caracteristice iniţiale la forfecare f_{vk0} (N/mm^2) pentru pereţii structurali ai clădirilor din clasele de importanţă III – IV

Număr niveluri n_{niv}	Acceleraţia terenului pentru proiectare a_g		
	0,10g şi 0,15g	0,20g şi 0,25g	0,30g ÷ 0,40g
1 (P)	0,125	0,175	0,225
2 (P+1)	0,140	0,190	0,240
3 (P+2)	0,150	0,200	0,250
4 (P+3)	0,200	0,250	0,300
5 (P+4)	0,225	***	***
*** Se aplică prevederile art. 8.3.2.2.(7)			

Pentru pereţii structurali ai clădirilor din clasa de importanţă II valorile din tabelul 8.3 se vor spori cu 15% iar pentru clădirile din clasa de importanţă I valorile din tabel se vor spori cu 30%.

(5) Valorile minime necesare ale rezistenţelor caracteristice la încovoiere ale zidăriei perpendicular pe planul peretelui, folosite pentru situaţia seismică de proiectare pentru zidărie cu mortare tip (G) şi (T) se vor lua din tabelul 8.5.

Tabelul 8.5. Valori minime necesare ale rezistenţelor caracteristice la încovoiere f_{xk1} şi f_{xk2} (în N/mm^2) pentru pereţii structurali ai clădirilor din clasele de importanţă III – IV

Tipul elementelor	Acceleraţia terenului pentru proiectare a_g			
	$a_g \leq 0{,}15g$		$a_g \geq 0{,}20g$	
	f_{xk1}	f_{xk2}	f_{xk1}	f_{xk2}
Argilă arsă - grupa 1, pline sau cu max. 25 % goluri	0,100	0,200	0,200	0,400
Argilă arsă- grupa 2 şi 2S cu 25 ÷55% goluri	0,075	0,150	0,150	0,300
BCA -grupa 1, pline	0,050	0,100	0,100	0,200

Pentru pereţii structurali ai clădirilor din clasa de importanţă II valorile din tabelul 8.5 se vor spori cu 15% iar pentru clădirile din clasa de importanţă I valorile din tabel se vor spori cu 30%.

8.2.5. Betoane

(1) Clasa betonului specificată în proiect pentru elementele de confinare (centuri şi stâlpişori) şi pentru stratul median al zidăriei cu inimă armată va fi stabilită prin calcul în funcţie de intensitatea cea mai mare a eforturilor din grupările de încărcări fundamentale şi seismice, cu respectarea următoarelor valori minime:

(a) pentru elementele de confinare clasa minimă a betonului va fi C12/15.

(b) pentru stratul median al pereţilor din ZIA se va folosi mortar-beton (*grout*) cu rezistenţa caracteristică la compresiune $f_{mbk} \geq 12$ N/mm^2 sau beton din clasa ≥C12/15.

Pentru betoanele curente valorile de proiectare ale rezistenţelor se vor lua se vor lua din tabelul 8.6.

Tabelul 8.6. Valorile de proiectare ale proprietăţile mecanice ale betonelor pentru elemente de confinare pentru toate clasele de importanţă

Valori de proiectare (N/mm^2)	Înălţime de turnare	Clasa betonului/grout-ului	
		C12/15	C16/20
Rezistenţa la întindere (γ_M =1,50)	≥150 cm	0,50	0,65
	< 150 cm	0,60	0,80
Rezistenţa la compresiune (γ_M =1,35)	≥150 cm	5,80	7,70
	< 150 cm	6,70	8,90
Rezistenţa la forfecare (γ_M= 1,50)	≥150 cm	0,115	0,140
	< 150 cm	0,135	0,165
Modulul de elasticitate	Oricare	24000	27000

8.2.6. Armături

(1) Armăturile din oţel pentru pereţii din zidărie armată (ZC, ZC+AR şi ZIA), inclusiv pentru grinzile de cuplare, în cazul pereţilor cu goluri, vor avea caracteristicile mecanice de rezistenţă din tabelul 8.7. Limita de curgere a oţelurilor pentru armarea elementelor de confinare şi a pereţilor din ZIA va fi în toate cazurile $R_e(R_{p0.2}) \leq 400$ MPa.

Tabelul 8.7. Proprietăţile mecanice minime ale oţelurilor pentru armarea elementelor de confinare şi a ZIA

Tipul oţelului	Limita de curgere	Rezistenţa de proiectare
	$R_e(R_{p0.2})$ (N/mm^2)	f_{yd} (N/mm^2)
Categoria de rezistenţă 2	340	300
Categoria de rezistenţă 1	240	210

(2) Oţelurile din tabelul 8.7. vor fi din clasa de ductilitate B conform ST 009, cu excepţia oţelurilor folosite în zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}25g$ pentru armarea elementelor de confinare (centuri şi stâlpişori), a riglelor de cuplare şi pentru armarea zidăriei în rosturile de aşezare la parterul clădirilor cu înălţime ≥P+2E unde se va folosi oţel din clasa de ductilitate C.

Folosirea plaselor sudate pentru armarea stratului median al pereţilor din zidărie cu inimă armată este permisă numai în condiţiile date în Codul CR 2-1-1.1 pentru structurile cu pereţi structurali din beton armat.

8.2.7. Alte materiale pentru armarea zidăriei

(1) Zidăria poate fi armată cu grile polimerice de înaltă densitate şi rezistenţă sau cu polimeri armaţi cu fibre (FRP) printr-unul din următoarele procedee:

(i) inserţia produselor în rosturi;

(ii) inserţia produselor în tencuială.

8.3. Construcţii cu pereţi structurali din zidărie

8.3.1. Tipuri de pereţi structurali din zidărie

(1) Prezentul capitol se referă la pereţii de zidărie cu alcătuirile enumerate la 8.1.1.(6).

(2) Pentru pereţii structurali din zidărie armată (ZC, ZC+AR şi ZIA) conlucrarea zidăriei cu betonul/mortarul armat se obţine prin turnarea elementelor de beton după executarea zidăriei.

8.3.2. Condiţii de utilizare

(1) Secţiunea de încastrare a ansamblului pereţilor structurali pentru calculul la forţe orizontale, faţă de care se defineşte numărul de niveluri n_{niv}, se va considera astfel:

(a) la nivelul superior al soclurilor, pentru clădirile fără subsol;

(b) la planşeul peste subsol, pentru clădirile cu pereţi deşi (sistem *fagure*) şi pentru clădirile cu pereţi rari (sistem *celular*) la care s-au prevăzut pereţi suplimentari în subsol (subsol cu pereţi deşi);

(c) peste nivelul fundaţiilor pentru clădirile cu pereţi rari, dacă nu s-au prevăzut pereţi suplimentari în subsol (subsol cu pereţi rari).

(2) Numărul maxim de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}) al clădirilor cu pereţi structurali din zidărie, pentru care se aplică prevederile prezentului Cod, se limitează în funcţie de:

- acceleraţia terenului pentru proiectare la amplasament (a_g);
- clasa de regularitate/neregularitate structurală definită conform 8.3.3.;
- clasa de importanţă a clădirii, stabilită conform 4.4.5;
- tipul/alcătuirea zidăriei (ZNA, ZC, ZC+AR, ZIA);
- grupa elementelor pentru zidărie definită conform 8.2.1.

(3) Densitatea pereţilor structurali ai clădirilor din zidărie, interiori+exteriori, pe fiecare din direcţiile principale ale clădirii, este definită prin procentul ariei nete totale a pereţilor structurali din zidărie ($A_{z,net}$) de pe direcţia respectivă, raportată la aria planşeului (A_{pl}) de la nivelul respectiv

$$p(\%) = 100 \frac{A_{z,net}}{A_{pl}} \tag{8.1}$$

8.3.2.1. Condiţii de utilizare pentru structuri cu pereţi din zidărie nearmată (ZNA)

(1) Din cauza capacităţii scăzute de a disipa energia seismică, datorită rezistenţei mici la întindere perpendicular pe rostul de aşezare şi la eforturi principale de întindere şi a ductilităţii reduse, deficienţe care favorizează ruperile fragile, se recomandă ca utilizarea structurilor cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) să fie evitată.

(2) Structurile cu pereţi de zidărie nearmată (ZNA) cu elemente pentru zidărie definite conform 8.2.1 vor fi folosite, în condiţiile stabilite în tabelul 8.8, numai dacă sunt îndeplinite toate condiţiile de mai jos:

(a) clădirea se încadrează în categoria "clădiri regulate cu regularitate în plan şi în elevaţie";

(b) clădirea se încadrează în clasele de importanţă III sau IV;

(c) sistemul de aşezare a pereţilor este de tip "pereţi deşi" (sistem *fagure*);

(d) înălţimea nivelului $h_{etaj} \leq 3{,}00$ m;

(e) sunt prevăzute elemente verticale şi orizontale pentru asigurarea integrităţii structurale şi conlucrării spaţiale ale pereţilor conform (4)

(f) sunt respectate cerinţele de alcătuire a zidăriei şi planşeelor din acest Cod;

(g) materialele folosite satisfac cerinţele de la par.8.2 din acest Cod.

(3) Utilizarea structurilor cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) pentru clădirile din clasele de importanţă I şi II nu este permisă, în toate zonele seismice indiferent de numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}).

(4) Structurile cu pereţi structurali din zidărie nearmată cu $n_{niv} \geq 2$ ($\geq$ P+1E) în zonele seismice cu $a_g \leq 0{,}25g$ indiferent de materialul şi de caracteristicile geometrice şi mecanice ale elementelor pentru zidărie, vor fi prevăzute cu stâlpişori şi centuri de beton armat, în poziţiile indicate la 8.5.4.2.1.(1) pentru asigurarea integrităţii ansamblului clădirii în stadiile avansate de solicitare sub efectul unor cutremure care depăşesc acceleraţia a_g stabilită conform figurii 3.1 pentru amplasamentul respectiv. Rezistenţa acestor elemente nu se va lua în considerare pentru calculul rezistenţei de proiectare a pereţilor structurali şi nici pentru verificarea siguranţei ansamblului structurii.

(5) Numărul maxim de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}) pentru clădiri cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) şi valoarea minimă constructivă asociată a densităţii pereţilor structurali – (p%), pe fiecare din direcţiile principale, în funcţie de acceleraţia terenului pentru proiectare (a_g), sunt date în tabelul 8.8.

Tabelul 8.8.Numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare şi densitatea minimă a pereţilor structurali **(*p%*)** pentru clădiri cu pereţi structurali din ZNA.

n_{niv}	Acceleraţia terenului pentru proiectare (a_g)					
	0,10*g* şi 0,15*g*		0,20*g* şi 0,25*g*		0,30*g* ÷ 0,40*g*	
	Argilă arsă gr.1 şi 2	Argilă arsă gr.2S şi BCA	Argilă arsă gr.1 şi 2	Argilă arsă gr.2S şi BCA	Argilă arsă gr.1 şi 2	Argilă arsă gr.2S şi BCA
1 (P)	≥4,0%	≥4,5%	≥5,0%	≥5,5%	NA	N.A
2 (P+1)	≥4,5%	≥5,0%	≥5,5%	≥6,0%		
3 (P+2)	≥5,0%	≥5,5%	NA	NA		
NA - nu se acceptă folosirea zidăriei nearmate (ZNA)						

(6) Valorile din tabelul 8.8 se referă la primul nivel peste secţiunea de încastrare. Pentru următoarele niveluri se acceptă reducerea densităţii pereţilor cu maximum 1% pe nivel păstrând condiţiile de regularitate în elevaţie.

(7) În cazul clădirilor cu pereţi structurali din ZNA mansarda şi/sau construcţiile anexe (uscătorii, spălătorii, etc) - definite la 8.3.2.2.(5) , se consideră "nivel" care se include în numărul total admis conform tabelului 8.5. chiar dacă sunt îndeplinite condiţiile speciale de alcătuire constructivă de la 8.3.2.2. (4).

(8) Structurile cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elementele de zidărie definite conform 8.2.1 pot fi folosite, în toate zonele seismice, fără verificarea siguranţei în situaţia de proiectare seismică, pentru:

- construcţii cu un singur nivel peste secţiunea de încastrare, cu funcţiunea de anexe gospodăreşti care adăpostesc bunuri de valoare redusă şi în care accesul oamenilor este întâmplător;
- construcţii provizorii, cu durata de utilizare prevăzută mai mică de trei ani (construcţii pentru organizare de şantier, de exemplu).

8.3.2.2. Condiţii de utilizare pentru structuri cu pereţi structurali din zidărie armată(ZC, ZC+AR, ZIA)

(1) Structurile cu pereţi structurali din zidărie armată (ZC, ZC+AR, ZIA), pot fi utilizate, în condiţiile de calcul, de dimensionare şi de alcătuire constructivă precizate în acest Cod, numai pentru clădiri cu număr de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}) şi cu densitatea minimă constructivă a pereţilor structurali - interiori + exteriori ($p\%$), pe fiecare direcţie principală, care se încadrează în valorile din tabelul 8.9.

Tabelul 8.9. Numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}) şi densitatea minimă a pereţilor structurali (p%) pentru clădiri cu pereţi structurali din zidărie armată

n_{niv}	Acceleraţia terenului pentru proiectare (a_g)					
	0,10g şi 0,15g		0,20g şi 0,25g		0,30g ÷ 0,40g	
	Argilă arsă gr.1 şi 2	Argilă arsă gr.2S şi BCA	Argilă arsă gr.1 şi 2	Argilă arsă gr.2S şi BCA	Argilă arsă gr.1 şi 2	Argilă arsă gr.2S şi BCA
1 (P)	≥3,0%	≥3,0%	≥4,0%	≥4,0%	≥5,0%	≥5,5%
2 (P+1E)		≥3,5%		≥4,5%	≥5,5%	≥6,5%
3 (P+2E)	≥4,0%	≥4,0%	≥5,0%	≥5,5%*	≥6,0%*	≥6,0%*
4 (P+3E)		≥5,0%	≥6,0%*	≥6,0% *	≥6,5%*	**
5 (P+4E)	≥5,0%*	≥5,5*	**	**	**	NA
* Pentru aceste situaţii se vor folosi obligatoriu alcătuirile ZC+AR sau ZIA. ** Numai în condiţiile de la art. 8.3.2.2.(7) NA - nu se acceptă						

(2) Densitatea pereţilor structurali stabilită în tabelul 8.9 se referă la primul nivel peste secţiunea de încastrare. Pentru următoarele niveluri se acceptă reducerea densităţii pereţilor cu maximum 1% pe nivel cu obligaţia de păstrare a condiţiilor de regularitate în elevaţie.

În cazul în care, prin această reducere, condiţiile de regularitate nu mai sunt satisfăcute, calculul forţei tăietoare de bază se va face cu metoda de calcul modal folosind, după caz, modele de calcul plan sau spaţial conform tabelului 4.1 din acest Cod.

(3) În zonele seismice cu a_g=0,15g şi a_g=0,20g cel puţin 75% din forţa tăietoare de bază, calculată conform 8.4.2., trebuie să fie preluată cu pereţi structurali din zidărie confinată cu stâlpişori din beton armat la ambele extremităţi sau cu pereţi structurali din zidărie cu inimă armată. În zonele seismice cu $a_g \geqslant 0{,}25g$ forţa tăietoare de bază trebuie să fie preluată integral cu pereţi structurali confinaţi cu stâlpişori din beton armat la ambele extremităţi sau cu pereţi structurali din zidărie cu inimă armată.

În ambele situaţii, poziţionarea, dimensiunile şi armarea stâlpişorilor de beton armat trebuie să respecte prevederile din acest Capitol.

(4) În cazul clădirilor cu pereţi structurali din zidărie armată (ZC, ZC+AR şi ZIA) cu mansardă peste ultimul nivel curent, aceasta nu se include în numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare maxim admis conform tabelului 8.9. numai dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii constructive:

(a) densitatea minimă constructivă a pereţilor din tabelul 8.9 se majorează cu 1,0%;

(b) pereţii perimetrali din zidărie nu depăşesc înălţimea medie de 1,25 m;

(c) pereţii de compartimentare sunt de tip uşor (gips-carton sau similar);

(d) şarpanta din lemn este proiectată astfel încât să nu rezulte împingeri în pereţii perimetrali;

(e) zidăria pereţilor structurali de la mansardă este confinată cu stâlpişori de beton armat în continuarea celor de la nivelul inferior;

(f) la partea superioară a pereţilor de zidărie ai mansardei este prevăzută o centură de beton armat.

Dacă cel puţin una din aceste condiţii nu este îndeplinită, mansarda va fi considerată "nivel" iar clădirea se va încadra, din punct de vedere al înălţimii şi al densităţii pereţilor structurali, în condiţiile date în tabelul 8.9**.**

(5) În cazul în care pe planşeul peste ultimul nivel curent al clădirii cu pereţi structurali din zidărie armată (ZC, ZC+AR şi ZIA) sunt prevăzute construcţii anexe (uscătorii, spălătorii, etc) care ocupă cel mult 20% din suprafaţa nivelului curent şi a căror înălţime nu este mai mare decât înălţimea acestuia, încăperile respective vor fi considerate ca o proeminenţă a clădirii principale şi vor fi tratate conform prevederilor de la (6) fără a fi considerate ca "nivel" în limitele date în tabelul 8.9.

(6) În cazul clădirilor menţionate la (5) calculul forţei tăietoare cu metoda forţelor statice echivalente se va face astfel:

(a) Forţa tăietoare de bază (F_b) pentru întreaga clădire (cu masa totală m) se va calcula ca la 8.4.2. considerând că masa proeminenţei (m_p) se adaugă masei ultimului nivel.

(b) Forţa tăietoare de bază (F_{bp}) aferentă masei (m_p) se va calcula cu relaţia:

$$F_{bp} = 2F_b \frac{m_p}{m} \tag{8.2}$$

(7) Numărul maxim de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}) dat în tabelul 8.9 poate fi depăşit cu un nivel, dar fără a depăşi înălţimea de P+4E pentru zonele cu $a_g \leq 0{,}15g$, dacă sunt îndeplinite următoarele două condiţii:

- se folosesc elemente pentru zidărie şi mortar cu care se obţine rezistenţa caracteristică la compresiune a zidăriei $f_k \geq 4{,}5$ N/mm^2;
- siguranţa structurii este verificată prin calcul cu un procedeu static neliniar (biografic) conform 4.5.3.5.2.

(8) În aceleaşi condiţii ca la (7) se acceptă scăderea cu cel mult 20% a densităţii minime a pereţilor (p%) stabilită în tabelul 8.9, dar fără ca aceasta să devină mai mică de 3%.

(9) Prevederile de la (7) şi (8) nu se vor aplica structurilor pentru care factorul de suprarezistenţă definit la 8.3.4.(2) are valoarea α_u/α_1=1,0.

(10) Prevederea în proiect a densităţii minime constructive a pereţilor structurali (p%), conform tabelelor 8.8 şi 8.9 şi/sau a rezistenţelor caracteristice minime ale zidăriei din tabelele 8.2 ÷ 8.5 nu asigură satisfacerea cerinţei de siguranţă, în toate cazurile de alcătuire arhitectural-structurală a clădirii şi pentru toate zonele seismice, şi în consecinţă, nu elimină obligaţia proiectantului de a verifica, prin calcul, îndeplinirea acestei cerinţe.

Se exceptează de la această prevedere clădirile "*simple din zidărie*" definite la 8.9 pentru care nu este obligatorie verificarea prin calcul a cerinţei de siguranţă pentru situaţia seismică de proiectare.

8.3.3. Regularitate şi neregularitate geometrică şi structurală

(1) Criteriile specifice de regularitate geometrică şi structurală, în plan şi în elevaţie, pentru clădirile cu pereţi structurali din zidărie folosite pentru situaţia de proiectare seismică sunt identice cu cele folosite pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare detaliate în Codul CR 6 şi sunt în concordanţă cu prevederile capitolul 4 din prezentul Cod.

8.3.4. Factori de comportare

(1) Factorii de comportare "q" pentru structurile cu pereţi structurali din zidărie, se vor lua din tabelul 8.10

Tabelul 8.10. Factori de comportare "q" pentru clădiri cu pereţi structurali din zidărie

Regularitate		Factorul de comportare q pentru tipul zidăriei			
Plan	Elevaţie	ZNA	ZC	ZC+AR	ZIA
Da	Da	1,75 α_u/α_1	2,25 α_u/α_1	2,50 α_u/α_1	2,75 α_u/α_1
Nu	Da				
Da	Nu	1,50 α_u/α_1	2,00 α_u/α_1	2,25 α_u/α_1	2,50 α_u/α_1
Nu	Nu				

1° Pentru structurile cu un singur nivel valorile "q" din tabelul 8.10 se reduc cu 15%

2° Pentru structurile cu pereţi din zidărie confinată şi armată în rosturile orizontale (ZC+AR) valorile "q" din tabel se vor folosi numai dacă în toţi pereţii care preiau forţa seismică conform art.8.3.2.2.(3) armăturile din rosturile de aşezare respectă cerinţele minime din acest Cod. Dacă aceste condiţii nu sunt respectate se vor lua valorile corespunzătoare zidăriei confinate (ZC).

(2) Factorul de suprarezistenţa este definit prin expresia α_u/α_1 în care:

- α_u reprezintă 90% din forţa seismică orizontală pentru care, dacă efectele celorlalte acţiuni rămân constante, structura atinge valoarea maximă a forţei laterale capabile;
- α_1 reprezintă forţa seismică orizontală pentru care, dacă efectele celorlalte acţiuni rămân constante, primul element structural atinge rezistenţa ultimă (la încovoiere cu forţa axială sau la forfecare).

(3) Calculul factorului de suprarezistenţă se poate face folosind orice procedeu de calcul static neliniar. Valorile α_u/α_1 obţinute prin calcul nu vor depăşi cu mai mult de 25% valorile forfetare date la (4).

(4) Dacă nu se efectuează un calcul static neliniar conform (3), pentru clădirile cu $n_{niv}\geq 2$, în cazul zidăriilor cu lege constitutivă σ-ε cu deformaţiile specifice $\varepsilon_{mu}/\varepsilon_{m1}>>1{,}0$, valorile α_u/α_1 se vor lua după cum urmează:

- clădiri cu structura din zidărie nearmată (ZNA) : $\alpha_u/\alpha_1=1{,}10$
- clădiri cu structura din zidărie armată (ZC, ZC+AR, ZIA) : $\alpha_u/\alpha_1=1{,}25$

(5) Pentru structurile cu pereţi din zidărie cu lege constitutivă liniară cu $\varepsilon_{mu}/\varepsilon_{m1} \cong 1{,}0$ pentru toate tipurile de elemente pentru zidărie din argilă arsă şi din BCA, factorii de comportare q se vor lua după cum urmează:

- pentru zidărie nearmată (ZNA): q=1,50
- pentru zidărie confinată (ZC) şi pentru zidărie confinată şi armată în rosturile orizontale (ZC+AR): q=2,0.

8.4. Calculul seismic al clădirilor cu pereţi structurali din zidărie

(1) Calculul seismic al clădirilor cu pereţi structurali din zidărie se va face conform principiilor şi regulilor generale din acest Cod, par. 4.5 cu precizările specifice date în cele ce urmează.

(2) Spectrul de răspuns elastic va fi calculat cu relaţia (A.7.1.) din acest Cod. Factorul de corecţie dat de relaţia (A.7.2) se va lua η=0,88, corespunzător fracţiunii din amortizarea critică ξ=8%.

8.4.1. Condiţii generale

(1) Modelul de calcul structural trebuie să reprezinte în mod adecvat proprietăţile de rigiditate ale întregului sistem structural.

(2) Determinarea eforturilor secţionale (N,M,V) în pereţii structurali şi a deplasărilor laterale ale structurii se poate face prin procedee de calcul manual sau cu orice program de calcul bazat pe principiile recunoscute ale mecanicii structurilor.

(3) Rigiditatea elastică a elementelor va fi calculată considerând deformaţiile din încovoiere şi din forfecare ale zidăriei nefisurate.

(4) Rezultate mai exacte se obţin folosind rigiditatea zidăriei fisurate:

(a) pentru pereţii din zidărie nearmată (**ZNA**) :

(i) caracteristicile geometrice ale secţiunii nefisurate din zidărie;

(ii) ½ din valoarea modulul de elasticitate secant de scurtă durată al zidăriei (E_z) cu valoarea calculată în funcţie de rezistenţa caracteristică f_k

(iii) ½ din valoarea modulului de elasticitate transversal ;

(b) pentru zidăria confinată (ZC) şi pentru zidăria cu inimă armată (ZIA):

(i) caracteristicile geometrice ale secţiunii întregi nefisurate (zidărie şi beton)

(ii) ½ din valoarea modulului de elasticitate longitudinal echivalent, de scurtă durată, ($E_{ZC(ZIA)}$) ;

(iii) ½ din valoarea modulului de elasticitate transversal echivalent ($G_{ZC(ZIA)}$) .

(5) Rigiditatea riglelor de cuplare din beton armat se va lua în calcul cu valorile folosite pentru calculul clădirilor cu pereţi structurali din beton armat (a se vedea CR2-1-1).

(6) În modelul de calcul pentru pereţii cu goluri din zidărie nearmată nu se va ţine seama de efectul riglelor de cuplare. Acestea vor fi armate constructiv, astfel încât

cedarea riglei să preceadă cedarea reazemului (montantului) prin zdrobirea locală a zidăriei.

(7) Pentru calculul seismic, planşeele clădirilor cu pereţi structurali din zidărie se clasifică din punct de vedere al rigidităţii în plan orizontal în:

- planşee rigide în plan orizontal;
- planşee cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal.

(8) La clădirile curente cu pereţi structurali din zidărie, pentru modelul de calcul, pot fi considerate, fără verificări suplimentare, ca diafragme *rigide în plan orizontal*, dacă nu sunt slăbite semnificativ de goluri, fără verificarea prin calcul , planşeele care au următoarele alcătuiri:

- planşee din beton armat monolit sau din predale cu suprabetonare continuă cu grosime ≥ 60 mm, armată cu plasă de oţel beton cu aria ≥ 250 mm^2/m pe fiecare direcţie;
- planşee din panouri sau semi panouri prefabricate din beton armat îmbinate pe contur prin piese metalice sudate, bucle de oţel beton şi beton de monolitizare;
- planşee executate din elemente prefabricate de tip "fâşie", cu bucle sau cu bare de legătură la extremităţi şi cu suprabetonare continuă cu grosime ≥ 60 mm, armată cu plasă din oţel beton cu aria ≥250 mm^2/m pe fiecare direcţie (≥5Φ8/m).

(9) Planşeul care nu satisface integral prevederile de la (8) poate fi considerat rigid în plan orizontal dacă, atunci când este modelat cu flexibilitatea sa reală în plan, deplasările orizontale calculate în situaţia de proiectare seismică nu depăşesc nicăieri cu mai mult de 10 % din deplasarea orizontală absolută corespunzătoare .

(10) Următoarele categorii de planşee vor fi considerate cu *rigiditate nesemnificativă*, în plan orizontal:

(a) planşee din elemente prefabricate de tip "fâşie" cu bucle sau cu bare de legătură la extremităţi, ;

(b) planşee din elemente prefabricate din beton cu dimensiuni mici sau din blocuri ceramice, fără suprabetonare armată sau cu şapă nearmată cu grosimea ≤30 mm;

(c) planşee din lemn.

(11) În clădirile curente, indiferent de tipul zidăriei (ZNA, ZC, ZIA), în zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}30g$ nu se acceptă prevederea planşeelor parţiale (supante). În zonele cu $a_g \leq 0{,}25g$ forţa seismică pentru clădiri cu supante se va determina prin calculul modal cu spectre de răspuns.

(12) În cazul pereţilor cu goluri de uşi şi/sau ferestre, plinurile orizontale din zidărie vor fi considerate ca grinzi de cuplare numai dacă sunt ţesute efectiv cu montanţii alăturaţi şi dacă sunt legate atât cu centura planşeului cât şi cu buiandrugul de beton armat de sub zidărie (dacă acesta este separat de centura planşeului).

(13) Forţele tăietoare de bază pentru pereţii structurali determinate prin calculul liniar elastic, conform paragrafelor 4.4.3 şi 8.4.2.1.din acest Cod pot fi redistribuite între pereţii de pe aceiaşi direcţie, cu condiţia ca echilibrul global să fie satisfăcut şi ca

forţa tăietoare în oricare perete să nu fie redusă/sporită cu mai mult de 20%. Redistribuirea este permisă numai pentru zidăriile de lege σ-ε de formă liniar-dreptunghiulară cu $\varepsilon_{mu} >> \varepsilon_{m1}$ şi nu se aplică în cazul zidăriilor fragile pentru care $\varepsilon_{mu} \cong \varepsilon_{m1}$ şi numai în cazul planşeelor care au rezistenţă suficientă stabilită conform Codului CR 6, cap.6.

8.4.2. Modele şi metode de calcul pentru stabilirea forţelor seismice de proiectare

(1) Pentru proiectarea clădirilor cu pereţi structurali din zidărie în vederea satisfacerii cerinţelor fundamentale de *siguranţa vieţii* şi de *limitare a degradărilor* efectele acţiunii seismice şi ale altor acţiuni incluse în situaţia seismică de proiectare se determină pe baza comportării liniar-elastice a structurii.

(2) Pentru verificarea satisfacerii cerinţei de evitare a *prăbuşirii locale* sau *generalizate*, efectele acţiunilor incluse în gruparea de încărcări pentru situaţia seismică de proiectare se determină pe baza unui model care ţine seama de comportarea post-elastică aşteptată a structurii.

(3) În condiţiile de la (1) în funcţie de caracteristicile de regularitate ale clădirii se va utiliza unul dintre următoarele tipuri de calcul liniar elastic:

(a) Calculul cu forţe seismice static echivalente

(b) Calculul modal cu spectru de răspuns

(4) Forţele seismice de proiectare care acţionează perpendicular pe planul pereţilor structurali se vor determina cu formula (10.1) folosind factorul de importanţă al clădirii (γ_{Ie}) şi următoarele valori ale parametrilor β şi q:

- pereţi structurali exteriori rezemaţi în consolă (calcane, frontoane)

  β =2,5 q=1,5

- pereţi structurali exteriori rezemaţi sus şi jos

  β= 1,0 q = 1,5

- pereţi structurali interiori

  β = 1,0 q = 2,5

8.4.2.1. Calculul cu forţe seismice statice echivalente

(1) Calculul cu forţe seismice statice echivalente se foloseşte pentru toate clădirile cu pereţi structurali din zidărie care îndeplinesc condiţiile de regularitate în plan şi în elevaţie.

(2) Prin excepţie de la (1) calculul cu modele plane poate fi folosit şi în cazul clădirilor cu pereţi structurali din zidărie care nu au regularitate în plan dar au regularitate în elevaţie, numai dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii suplimentare de alcătuire :

(a) clădirea are planşee rigide în plan orizontal la toate nivelurile;

(b) clădirea se încadrează în clasele de importanţă III şi IV;

(c) înălţimea clădirii este ≤10,0m (≤ P+2E, în cazul clădirilor curente);

(d) raportul dimensiunilor clădirii în plan, lungime /lăţime este ≤ 2.5

(e) sunt satisfăcute, la fiecare nivel, relaţiile

(i) $r_x^2 > l_{pl}^2 + e_{0x}^2$ (8.3a)

(ii) $r_y^2 > l_{pl}^2 + e_{0y}^2$ (8.3b)

în care notaţiile sunt

- l_{pl} este raza de giraţie a planşeului;
- r_x şi r_y sunt razele de torsiune;
- e_{0x} şi e_{0y} sunt distanţele între centrul de masă şi centrul de rigiditate măsurate pe direcţiile "x" şi respectiv "y"

În cazul în care condiţiile speciale de mai sus sunt îndeplinite, cu excepţia relaţiilor (8.3a) şi (8.3b), se acceptă folosirea calculului cu două modele plane dar toate valorile efectelor acţiunii seismice care se obţin vor fi majorate 25%.

(3) Mărimile din relaţiile (8.3a) şi (8.3b) sunt definite astfel:

(a) Raza de giraţie a planşeului se calculează cu relaţia

$$l_{pl} = \sqrt{\frac{I_{p,pl}}{A_{pl}}} \tag{8.4}$$

unde

A_{pl} este aria planşeului

$I_{p,pl}$ este momentul polar al suprafeţei planşeului calculat cu relaţia

$$I_{p,pl} = I_x\,(pl) + I_y\,(pl) \tag{8.5}$$

în care $I_x(pl)$ şi $I_y(pl)$ sunt momentele de inerţie ale ariei planşeului în raport cu un sistem de axe paralel cu axele Oxy, care are originea în centrul maselor (centrul de greutate al suprafeţei planşeului).

(b) Razele de torsiune ale structurii se calculează cu relaţiile

$$r_{0x} = \sqrt{\frac{J_R}{\sum K_x}} \qquad r_{0y} = \sqrt{\frac{J_R}{\sum K_y}} \tag{8.6}$$

unde

J_R este rigiditatea la torsiune a structurii;

ΣK_x şi ΣK_y sunt rigidităţile relative de nivel ale structurii pe direcţiile principale (a se vedea Cap.4)

(4) În condiţiile de la (1) şi (2) calculul se va face folosind două modele plane constituite fiecare din pereţii structurali dispuşi pe direcţiile principale ale clădirii

(5) Forţa tăietoare de bază pentru ansamblul clădirii, pentru fiecare direcţie principală, se calculează cu relaţia generală (4.5) din acest Cod detaliată, simplificat, sub forma

$$F_b = \gamma_{I,e} \frac{\beta_0 a_g}{q} m\lambda\eta = c_s G \qquad (8.7)$$

unde

$\beta_0 = 2{,}50$ ordonata maximă a spectrului elastic

$\eta = 0{,}88$ factorul de reducere care ţine seama de amortizarea zidăriei $\xi=8\%$

q factorul de comportare conform tabelului 8.10 sau, după caz, conform 8.3.4.(5)

$\gamma_{I,e}$ factorul de importanţă

$\lambda = 1{,}0$ pentru clădirile P, P+1E şi $\lambda=0{,}85$ pentru clădirile ≥P+2E

m masa totală a clădirii supusă acţiunii seismice

$G = g \times m$ greutatea totală a clădirii

c_s coeficientul seismic global

Relaţia (8.7) ţine seama de faptul că pentru clădirile curente din zidărie cu înălţime ≤ P+4E, perioada proprie a modului fundamental vibraţie calculată cu relaţia (B.3) din Anexa B la acest Cod rezultă $T_1<0{,}7$s.

8.4.2.2. Calcul modal cu spectrul de răspuns

(1) Pentru clădirile care nu satisfac condiţiile de regularitate în elevaţie se va folosi calculul modal cu spectrul de răspuns, cu modele plane sau spaţiale conform tabelului 4.1 din acest Cod.

(2) Calculul modal cu spectrul de răspuns va fi folosit pentru clădirile încadrate în clasa de importanţă I chiar dacă sunt satisfacute condiţiile de regularitate care permit calculul cu două modele plane.

8.4.2.3. Metode de calcul neliniar

(1) Pentru evaluarea şi/sau validarea unor alcătuiri arhitectural-structurale care nu respectă în totalitate recomandările şi/sau condiţiile generale de regularitate date în capitolul 4 din acest Cod vor fi folosite procedee de calcul care iau în considerare comportarea postelastică a pereţilor structurali de zidărie. Procedeul este aplicabil numai în cazul zidăriilor pentru care parametrii curbei σ-ε sunt $\varepsilon_{mu} >> \varepsilon_{m1}$.

(2) Procedeul de calcul static neliniar (calcul "*biografic*") urmăreşte, pe măsura sporirii încărcărilor laterale, evoluţia nivelurilor de solicitare atinse de pereţii structurali (montanţi şi, după caz, grinzi de cuplare) până la ieşirea succesivă din lucru a acestora. Capacitatea de rezistenţă a structurii este considerată atinsă când reducerea forţei capabile iniţiale este de 15%.

(3) Pentru clădirile cu pereţi structurali din zidărie cu $n_{niv}\leq 3$ calculul biografic se poate face pentru fiecare etaj în parte.

(4) Folosirea procedeelor de calcul dinamic neliniar nu este justificată pentru clădirile curente cu pereţi structurali din zidărie.

8.4.3. Determinarea forţelor seismice de proiectare pentru pereţii structurali

8.4.3.1. Distribuţia forţelor seismice orizontale pe înălţimea clădirii

(1) Pentru clădirile curente cu pereţi structurali din zidărie, distribuţia forţei tăietoare de bază pe înălţimea clădirii se va face cu relaţia (4.5) din acest Cod, admiţând că forma proprie a modului fundamental este o linie dreaptă.

8.4.3.2. Distribuţia forţei tăietoare între pereţii structurali

8.4.3.2.1.Clădiri cu planşee rigide în plan orizontal

(1) Pentru calculul cu modele plane, pentru fiecare direcţie principală, forţa seismică de proiectare de nivel pentru ansamblul construcţiei F_i calculată cu relaţia (4.5) se va distribui pereţilor structurali proporţional cu rigiditatea relativă de nivel a fiecăruia, determinată conform principiilor de la 8.4.1 şi ţinând seama de efectele de torsiune calculate conform 4.5.3.2.4.

(2) În cazul calculului modal cu spectrul de răspuns folosind modele spaţiale, distribuţia forţei seismice între pereţii structurali rezultă din calculul structural.

8.4.3.2.2.Clădiri cu planşee cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal

(1) Pentru clădirile cu planşee cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal, forţa seismică de proiectare pentru ansamblul construcţiei se distribuie pereţilor structurali proporţional cu masa aferentă fiecăruia, compusă din greutatea proprie a peretelui şi din încărcările aduse de planşeele aferente.

8.5. Principii şi reguli generale de alcătuire specifice construcţiilor cu pereţi structurali din zidărie

8.5.1. Condiţii generale

(1) Clădirile etajate cu pereţi structurali din zidărie trebuie să satisfacă prevederile generale de alcătuire de ansamblu date la 4.4. şi prevederile generale pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare date din Codul CR 6.

(2) Pentru asigurarea comportării spaţiale a structurilor cu pereţi din zidărie, în proiect se vor prevedea măsuri adecvate pentru realizarea unor legături sigure, între:

- pereţii structurali de pe cele două direcţii principale;
- pereţi şi planşee.

8.5.2. Proiectarea suprastructurii

8.5.2.1. Pereţi structurali

8.5.2.1.1.Condiţii generale

(1) Toţi pereţii din zidărie care îndeplinesc condiţiile de la 8.1.1. (3) vor fi consideraţi "*pereţi structurali"* şi vor fi proiectaţi conform acestui capitol.

(2) Pereţii din zidărie care nu îndeplinesc condiţiile de la 8.1.1. (3) vor fi consideraţi "*pereţi nestructurali*" şi vor fi calculaţi şi alcătuiţi, pentru situaţia persistentă de proiectare şi situaţia tranzitorie de proiectare conform prevederilor din Codul CR 6 şi pentru situaţia seismică de proiectare conform prevederilor din capitolul 10 din acest Cod.

(3) Structurile construcţiilor etajate curente din zidărie, se clasifică după cum urmează:

- structuri cu pereţi structurali deşi (*sistem fagure*);
- structuri cu pereţi structurali rari (*sistem celular*).
- structuri mixte (*dual)* la care pereţii structurali conlucrează cu cadre din beton armat pentru preluarea forţelor seismice

8.5.2.1.2.Arii de zidărie şi cerinţe privind geometria pereţilor

(1) Valorile necesare ale ariilor nete ale pereţilor structurali, pe ambele direcţii principale ale construcţiei, se vor stabili prin calcul. Aceste valori trebuie să fie cel puţin egale cu cele din tabelele 8.8 şi 8.9 sau cu valorile reduse conform 8.3.2.2.(7) şi 8.3.2.2.(8).

(2) Lungimea minimă (l_{min}) a spaleţilor adiacenţi golurilor de uşi şi de ferestre se limitează, în funcţie de cea mai mare înălţime a golurilor adiacente (h_{gol}) sau de grosimea peretelui (t), după cum urmează:

(a) pentru zidăria nearmată (ZNA):

- spaleţi de capăt la pereţi de faţadă şi interiori: $l_{min}=0,6h_{gol} \geq 1,20$ m
- spaleţi intermediari la pereţi de faţadă şi interiori: $l_{min}=0,5h_{gol} \geq 1,00$ m

(b) pentru zidăria confinată (ZC sau ZC+AR):

- spaleţi de capăt la pereţi de faţadă şi interiori : $l_{min}=0,5h_{gol} \geq 1,00$ m
- spaleţi intermediari la pereţi de faţadă şi interiori : $l_{min}=0,4h_{gol} \geq 0,80$ m

(c) pentru zidăria cu inimă armată (ZIA): $l_{min}=3t$ unde t este grosimea totală a peretelui.

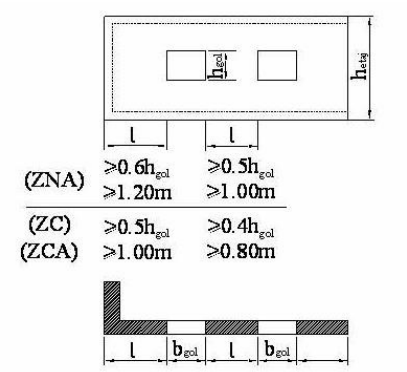


Figura 8.1. Dispunerea în plan a golurilor din pereţii de zidărie

(3) Raportul ρ între ariile în plan ale golurilor de uşi şi ferestre şi ariile plinurilor de zidărie va fi limitat la valorile din tabelul 8.11. Pentru determinarea raportului ρ se iau în considerare numai elementele verticale cu continuitate până la fundaţii şi care au dimensiuni cel puţin egale cu valorile minime date la (2).

Tabelul 8.11. Raportul ρ între ariile în plan ale golurilor de uşi şi ferestre şi ariile plinurilor de zidărie

Acceleraţia a_g	0,10g	0,15g	0,20g şi 0,25g	0,30g÷ 0,40g
Perete exterior	n_{niv}≤3 ρ≤1,5	n_{niv}≤3 ρ ≤ 1,25	ρ≤1,00	ρ≤0,80
	n_{niv}=4,5 ρ≤1,25	n_{niv}=4 ρ ≤ 1,00		
Perete interior	n_{niv}≤3 ρ≤0,55	n_{niv}≤3 ρ ≤ 0,45	ρ≤0,35	ρ≤ 0,.25
	n_{niv}=4,5 ρ ≤ 0,45	n_{niv}=4 ρ ≤ 0,35		

(4) Grosimea minimă a pereţilor structurali pentru cerinţa de siguranţă structurală, indiferent de materialul elementelor din care este executată zidăria va fi 240 mm. Pentru satisfacerea celorlalte cerinţe esenţiale, grosimile pereţilor se vor stabili conform reglementărilor specifice în vigoare.

(5) Indiferent de rezultatele calculelor de rezistenţă, raportul între înălţimea etajului (h_{et}) şi grosimea peretelui structural (t) trebuie să satisfacă următoarele condiţii minime:

- zidărie nearmată (ZNA) $h_{et}/t \leq 12$;
- zidărie confinată (ZC) şi zidărie cu inimă armată (ZIA) $h_{et}/t \leq 15$.

8.5.2.1.3.Secţiuni de zidărie slăbite prin goluri şi şliţuri.

(1) Se aplică prevederile comune pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare date în Codul CR 6, indiferent de zona seismică, de înălţimea clădirii şi de materialele din care este realizată zidăria.

8.5.2.2. Planşee

(1) Pentru proiectarea planşeelor se va ţine seama de prevederile comune pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare, de condiţiile generale date în acest Cod, art.4.4.4., şi de prevederile specifice date în continuare.

(2) Planşeele cu rigiditate nesemnificativă în plan orizontal sunt permise numai pentru:

- ultimul nivel al clădirilor cu pereţi structurali din zidărie, cu un singur nivel cu sau fără mansardă - (P) sau (P+M) , pentru zonele seismice cu a_g=0,10g;
- planşeele intermediare ale construcţiilor cu două şi trei niveluri (P+1E÷2E), din clasele de importanţă III şi IV, în zonele seismice cu $a_g \leq 0{,}15g$ (cu excepţia planşeului peste subsol);

(3) În cazul planşeelor cu goluri de dimensiuni mari se vor respecta condiţiile generale date la 4.4.4.5 şi prevederile de la (4) şi (5).

(4) Poziţiile golurilor de dimensiuni mari vor fi stabilite încât să nu conducă la reducerea rigidităţii şi a rezistenţei planşeelor şi să asigure transferul forţelor orizontale la pereţii structurali fără concentrări importante de eforturi . În acest scop, se va evita poziţionarea golurilor la colţurile planşeelor, lângă pereţii de contur sau alăturarea mai multor goluri.

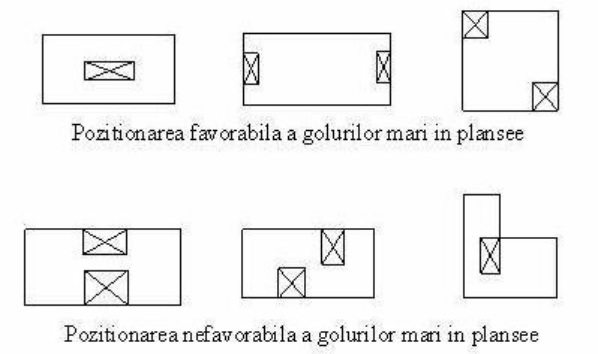


Figura 8.2. Poziţionarea golurilor de mari dimensiuni în planşee

(5) În cazurile în care slăbirea semnificativă a planşeelor prin goluri nu poate fi evitată se va ţine seama de efectul rigidităţii finite a planşeului prin adoptarea unui model de calcul spaţial.

8.5.3. Proiectarea infrastructurii

(1) Alcătuirea infrastructurii clădirilor cu pereţi structurali din zidărie va respecta prevederile generale pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare, principiile generale date la 4.4.1.7 şi prevederile specifice date în continuare.

(2) Dimensionarea fundaţiilor, soclurilor şi pereţilor de subsol se va face prin calcul pentru satisfacerea condiţiilor de rezistenţă sub efectele rezultate din gruparea fundamentală de încărcări. Dimensiunile astfel obţinute vor fi verificate şi pentru efectele încărcărilor din gruparea seismică de încărcări.

(3) În zonele seismice cu $a_g \geq 0.25g$, pentru dimensionarea fundaţiilor, soclurilor şi pereţilor de subsol, efectele acţiunii seismice se vor lua în calcul cu valorile

rezistenţelor de proiectare la încovoiere cu forţă axială ale pereţilor din elevaţie determinate considerând rezistenţa armăturilor majorată cu 25%. În cazul pereţilor cuplaţi se va ţine seama şi de modificarea forţei axiale corespunzător rezistenţelor de proiectare la forţă tăietoare ale grinzilor de cuplare.

8.5.3.1. Fundaţiile pereţilor structurali

(1) Fundaţiile pereţilor structurali din zidărie vor fi de tip "talpă continuă".

(2) Prin excepţie de la (1), în zonele cu acceleraţia seismică de proiectare $a_g \leq 0{,}15g$, în cazul unor încărcări verticale reduse (clădiri ≤ P+1E+M), pentru clădiri din clasele de importanţă III şi IV, pe terenuri normale de fundare, cu presiunea convenţională pe teren $p_{conv} > 200$ kPa, se pot prevedea şi fundaţii izolate din beton simplu, legate cu grinzi din beton armat pe ambele direcţii.

8.5.3.2. Socluri

(1) În cazul construcţiilor fără subsol, soclul şi fundaţiile vor fi executate din beton armat, cu excepţia situaţiilor prevăzute la (2).

(2) În cazul amplasamentelor cu teren normal de fundare, pentru construcţii din clasa de importanţă III, cu $n_{niv} \leq 3$, în zonele seismice cu $a_g \leq 0{,}15g$, precum şi pentru construcţii din clasa de importanţă IV, în toate zonele seismice, soclul poate fi executat din beton simplu dacă rezultatele calculelor de dimensionare cu încărcările menţionate la 8.5.3.(2) permit această soluţie.

8.5.3.3. .Pereţi de subsol

(1) Pereţii de subsol ai clădirilor cu pereţi structurali din zidărie se vor realiza din beton armat cu excepţia situaţiilor prevăzute la (2).

(2) În cazul amplasamentelor cu teren normal de fundare, pentru construcţii din clasa de importanţă III, cu $n_{niv} \leq 3$, în zonele seismice cu $a_g \leq 0{,}15g$, precum şi pentru construcţii din clasa de importanţă IV, în toate zonele seismice, pereţii de subsol pot fi executaţi din beton simplu dacă rezultatele calculelor de dimensionare cu încărcările menţionate la 8.5.3.(2) permit această soluţie.

(3) În zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}25g$ se va evita slăbirea semnificativă prin goluri a pereţilor de subsol, rezistenţa zonelor slăbite va fi verificată prin calcul şi, dacă este necesar, se vor adopta soluţii de sporire a rezistenţei acestora.

(4) Pentru clădirile cu pereţi dispuşi în sistem celular, în zonele cu $a_g \geq 0{,}25g$, în afara măsurilor de la (3) se recomandă sporirea rigidităţii subsolului prin introducerea unor pereţi suplimentari (realizarea unui subsol cu pereţi deşi).

8.5.3.4. Planşee la infrastructură

(1) Planşeul peste subsol va fi realizat din beton armat indiferent de zona seismică a amplasamentului, de înălţimea clădirii şi de materialele din care este realizată zidăria.

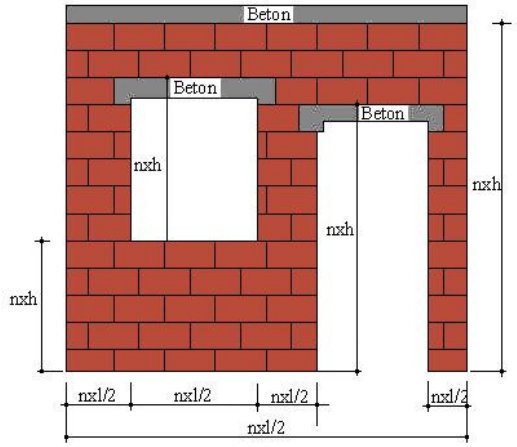
8.5.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcţii cu pereţi structurali din zidărie

(1) Pentru proiectarea pereţilor structurali şi a planşeelor se vor respecta regulile generale din paragraful 8.5.2. şi regulile specifice date în continuare.

(2) Se recomandă ca dimensiunile în plan ale plinurilor de zidărie, între goluri sau până la capătul peretelui, să fie multiplu de ½ din lungimea elementului pentru zidărie.

(3) Condiţia de la (2) este obligatorie pentru zidăriile realizate cu elemente din argilă arsă din grupa 2S; în acest caz **,** pentru a se elimina tăierea/spargerea la şantier a elementelor, se vor folosi numai elemente speciale, cu lungimea egală cu un submultiplu al lungimii nominale, din sortimentele respective. Dacă nu se realizează modularea se vor spori dimensiunile stâlpişorilor din beton armat.

(4) În cazul zidăriilor cu înălţimea de referinţă a rândului ≥200 mm, înălţimea panoului de zidărie, între centurile de beton armat, va fi un multiplu întreg al înălţimii rândului (înălţimea elementului + grosimea stratului de mortar de circa 10÷12 mm).



h - înălţimea elementului. l - lungimea elementului

Figura 8.3. Modularea zidăriilor în raport cu dimensiunile elementelor pentru zidărie

(5) În cazul clădirilor cu planşee alcătuite din elemente liniare (care descarcă pe o singură direcţie), în toate zonele seismice şi indiferent de tipul zidăriei (ZNA, ZC sau ZIA), se vor prevedea măsuri constructive pentru ancorarea, la fiecare planşeu, a pereţilor structurali exteriori dispuşi paralel cu elementele principale ale planşeului. Se recomandă ca toţi pereţii structurali de pe contur să fie încărcaţi direct de planşeu.

8.5.4.2. Reguli specifice pentru construcţii cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA)

(1) Toate clădirile cu pereţi structurali din zidărie nearmată, indiferent de elementele pentru zidărie şi de mortarele folosite, vor avea stâlpişori din beton armat dispuşi constructiv, în funcţie de zona seismică conform 8.5.4.2.1. (1).

(2) Peste golurile de uşi şi de ferestre se vor prevedea buiandrugi din beton armat legaţi, de regulă, cu centura de la nivelul planşeului.

(3) Pentru clădirile amplasate în zone seismice cu $a_g \geq 0{,}15g$ în zonele de legătură între pereţii perpendiculari (colţuri, ramificaţii şi intersecţii) se vor prevedea armături în rosturile orizontale conform 8.5.4.2.4.

8.5.4.3. Reguli specifice pentru construcţii cu pereţi structurali din zidărie confinată (ZC)

(1) În clădirile cu pereţi structurali din zidărie, indiferent de elementele pentru zidărie şi de mortarele folosite, vor fi prevăzute elemente de confinare din beton armat dispuse vertical (stâlpişori) şi orizontal (centuri) după cum urmează:

(a) pentru clădirile din ZNA → elemente cu rol *constructiv*;

(b) pentru clădirile din ZC şi ZC+AR → elemente cu rol *structural*.

(2) Poziţiile în plan şi pe verticală şi dimensiunile secţiunii transversale şi armarea longitudinală şi transversală ale stâlpişorilor şi centurilor se stabilesc ţinând seama de efectele încărcărilor verticale şi ale forţelor seismice de proiectare, cu respectarea condiţiilor precizate în continuare.

8.5.4.3.1.Prevederi referitoare la stâlpişori

(1) La toate clădirile cu pereţi structurali din zidărie simplă (ZNA) cu elemente din argilă arsă şi din BCA , se vor prevedea, ca măsură constructivă, stâlpişori de beton armat în următoarele poziţii (figura 8.4,a):

(a) Pentru zonele seismice cu $a_g \leq 0{,}15g$. la toate colţurile exterioare şi intrânde de pe conturul construcţiei (SC1)

(b) Pentru zonele seismice cu $0{,}15g < a_g \leq 0{,}25g$ la toate colţurile exterioare şi intrânde de pe conturul construcţiei (SC1) şi la casa scării (SC2).

(2) La clădirile cu pereţi din zidărie confinată (ZC), cu elemente din argilă arsă şi din BCA, stâlpişorii de beton armat vor fi amplasaţi în următoarele poziţii (figura 8.4b):

(a) la toate colţurile exterioare şi intrânde de pe conturul construcţiei(S1) ;

(b) la capetele libere ale fiecărui perete;

(c) de ambele părţi ale oricărui gol (S3) cu suprafaţa $\geq 2{,}5$ m^2 în zonele seismice cu $a_g \leq 0{,}20g$ şi de ambele părţi ale oricărui gol cu suprafaţa $\geq 1{,}5$ m^2 în zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}25g$; golurile cu dimensiuni mai mici vor fi mărginite cu stâlpişori dacă necesitatea acestora rezultă din calcule sau din cerinţa *d*;

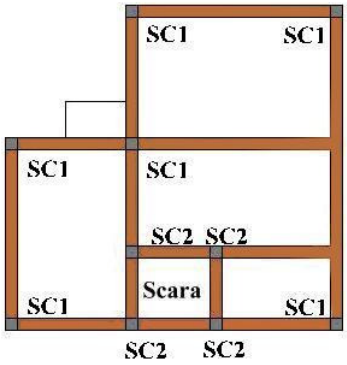
(d) în lungul peretelui (S2), astfel încât distanţa între axele stâlpişorilor să nu depăşească:

(i) 5.0 m în cazul structurilor cu pereţi deşi (sistem *fagure*);

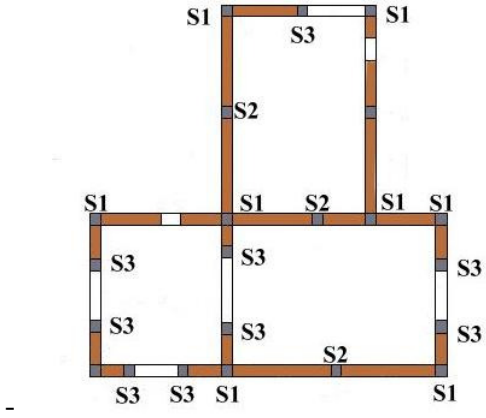
(ii) 4.0 m în cazul structurilor cu pereţi rari (sistem *celular*);

(e) la intersecţiile pereţilor, dacă cel mai apropiat stâlpişor amplasat conform regulilor de mai sus se află la o distanţă mai mare de $3t$ unde t este grosimea peretelui

(f) în toţi spaleţii care nu au lungimea minimă prevăzută la art.8.5.2.1.2 (2)



(a) Poziţionarea stâlpişorilor constructivi la clădiri din zidărie nearmată



(b) Poziţionarea stâlpişorilor din beton armat la structuri din zidărie confinată

Figura 8.4. Poziţionarea stâlpişorilor din beton armat la structuri din zidărie confinată

(3) Stâlpişorii vor fi executaţi pe toată înălţimea construcţiei.

(4) Secţiunea transversală a stâlpişorilor de beton armat va satisface următoarele condiţii:

(a) aria secţiunii transversale ≥ 625cm^2 ;

(b) latura minimă ≥ 25cm.

(5) Armarea stâlpişorilor se va stabili prin calcul, cu următoarele condiţii minime:

(a) procentul de armare longitudinală:

(i) ≥ 1,0% pentru zonele seismice a_g≥0,25g;

(ii) ≥ 0,8% pentru zonele seismice a_g=0,15g şi a_g=0,20g.

(iii) ≥ 0,6 % pentru zonele seismice a_g=0,10g

(b) diametrul barelor longitudinale ≥12mm;

(c) armare transversală:

(i) etrieri închişi cu Φ≥6 mm;

(ii) distanţa între etrieri: ≤15cm în câmp curent şi ≤10 cm pe lungimea de înnădire a barelor longitudinale şi pe 60 cm la intersecţiile cu centurile (peste şi sub centură).

(6) Barele longitudinale ale stâlpişorilor de la ultimul nivel vor fi ancorate în centurile ultimului nivel conform SR EN 1992-1-1.

(7) Înnădirea barelor longitudinale din stâlpişori se va face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime $\geq 50\Phi$; în secţiunea de la bază (secţiunea de încastrare), suprapunerea barelor longitudinale ale stâlpişorilor din suprastructură cu mustăţile din socluri sau din pereţii de subsol se va face pe o lungime $\geq 60\Phi$.

8.5.4.3.2.Prevederi referitoare la centuri

(1) Pentru toate clădirile, indiferent de alcătuirea zidăriei (ZNA, ZC sau ZIA) şi de zona seismică, se vor prevedea centuri de beton armat în planul pereţilor:

(a) la nivelul fiecărui planşeu, indiferent de materialul din care este realizat. (beton armat sau lemn) şi de tehnologia de realizare a acestuia,

(b) în poziţie intermediară, la construcţiile etajate cu pereţi rari (*sistem celular*) şi la construcţiile tip "sală/hală" ai căror pereţi structurali au înălţimea >3,20 m, în zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}15$ g, sau >4,00 m - în zonele seismice cu $a_g = 0{,}10$g.

(2) În cazul clădirilor cu mansardă sau cu pod necirculabil şi cu şarpantă din lemn se vor prevedea centuri la partea superioară a tuturor pereţilor care depăşesc nivelul ultimului planşeu.

(3) Centurile prevăzute conform (1) vor fi continue pe toată lungimea peretelui şi vor alcătui contururi închise. Centurile de la nivelul planşeelor curente şi cele de la acoperiş nu vor fi întrerupte de goluri de uşi şi ferestre cu excepţia situaţiilor menţionate la (4).

(4) Continuitatea centurilor poate fi întreruptă numai în următoarele situaţii:

(a) centura planşeului curent, în dreptul casei scării, cu condiţia să se prevadă:

(i) stâlpişori din beton armat la ambele margini ale golului;

(ii) o centură-buiandrug, la podestul intermediar, legată de cei doi stâlpişori;

(b) centura peste zidul de la mansardă, în dreptul lucarnelor, cu condiţia să se prevadă:

(i) stâlpişori de beton armat la ambele margini ale golului, cu armăturile longitudinale ancorate corespunzător în centura planşeului inferior;

(ii) centură peste parapetul de zidărie al ferestrei, legată de cei doi stâlpişori.

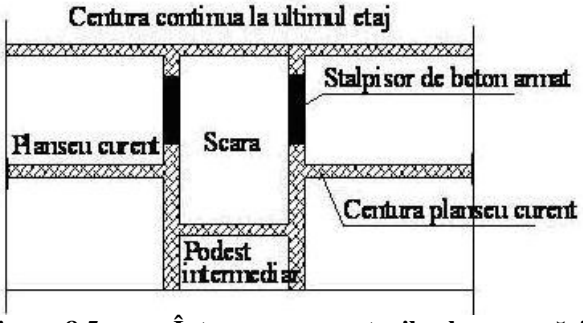


Figura 8.5. Întreruperea centurilor la casa scării

(5) Se recomandă ca întreruperea centurilor de la casa scării, să fie prevăzută numai pentru clădirile din zonele seismice cu $a_g \leq 0{,}20g$.

(6) Secţiunea transversală a centurilor de beton armat va satisface următoarele condiţii:

(a) aria secţiunii transversale ≥ 500cm^2, cu respectarea următoarelor dimensiuni:

(i) lăţimea ≥25 cm, dar ≥ ⅔ din grosime□pere□elui;

(ii) înălţimea ≥ decât grosimea plăcii planşeului pentru pereţii interiori şi ≥ decât dublul acesteia pentru pereţii de pe conturul clădirii şi de la casa scării.

(7) Armarea centurilor se va stabili prin calcul cu următoarele condiţii minime:

(a) procentul de armare longitudinală:

(i) ≥ 1,0% pentru zonele seismice $a_g \geq 0{,}25g$;

(ii) ≥ 0,8% pentru zonele seismice a_g=0,15g şi a_g =0,20g.

(iii) ≥ 0,6 % pentru zonele seismice a_g=0,10g

(b) diametrul barelor longitudinale ≥12mm;

(c) armare transversală:

(i) etrieri închişi cu Φ≥6mm;

(ii) distanţa între etrieri: ≤15 cm în câmp curent şi ≤ 10 cm pe lungimea de înnădire a barelor longitudinale şi pe 60 cm la intersecţiile cu stâlpişorii.

(8) Înnădirile barelor longitudinale se vor face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime de ≥ 60Φ. Secţiunile de înnădire ale barelor vor fi decalate cu cel puţin 1.00 m; într-o secţiune se vor înnădi cel mult 50% din barele centurii.

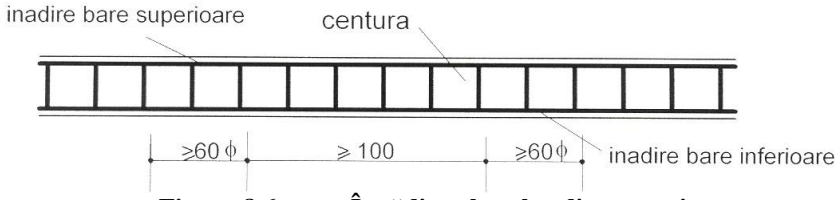


Figura 8.6. Înnădirea barelor din centuri

(9) La colţuri, intersecţii şi ramificaţii se va asigura legătura monolită a centurilor amplasate pe cele două direcţii iar continuitatea transmiterii eforturilor va fi realizată prin ancorarea barelor longitudinale în centurile perpendiculare pe o lungime ≥ 60Φ.

(10) În cazul slităurilor verticale realizate prin zidire, continuitatea armăturilor din centuri care se întrerup va fi asigurată prin bare suplimentare având o secţiune cu cel puţin 20% mai mare decât cea a barelor întrerupte.

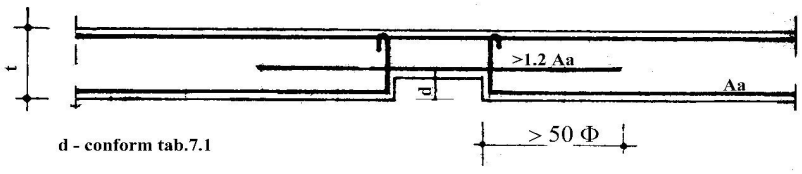


Figura 8.7. Armarea centurilor slăbite prin şliţuri

(11) În cazul clădirilor cu şarpantă, în centurile de la ultimul nivel se vor prevedea piese metalice pentru ancorarea cosoroabelor şarpantei.

8.5.4.3.3.Prevederi referitoare la buiandrugi şi rigle de cuplare

(1) În clădirile curente, riglele de cuplare vor fi legate monolit cu centura planşeului.

(2) Lungimea de rezemare a riglelor de cuplare pe pereţii de zidărie va fi ≥40cm

(3) Lăţimea riglelor de cuplare va fi egală cu grosimea peretelui. Pentru pereţii de faţadă se acceptă o reducere de 5cm pentru aplicarea protecţiei termice.

(4) În condiţiile de la (1) armarea elementului constituit din centură şi rigla de cuplare (buiandrug) va satisface următoarele condiţii:

(a) la partea superioară, armătura din centură va fi continuă în rigla de cuplare;

(b) la partea inferioară procentul de armare va fi 0,1% raportat la secţiunea de beton;

(c) pentru elementele cu h>700 mm se aplică prevederile SR EN 1992-1-1;

(d) capacitate de rezistenţă la forţă tăietoare va fi superioară cu cel puţin 25% celei corespunzătoare momentelor ultime ale elementului calculate ţinând seama de suprarezistenţa armăturilor.

(5) Dacă buiandrugul prevăzut la (4) nu este legat cu centura planşeului, armarea acestuia se va determina numai pentru încărcările verticale aferente şi va respecta condiţiile din SR EN 1992-1-1 pentru elemente neparticipante la preluarea eforturilor din cutremur.

8.5.4.3.4.Prevederi referitoare la armarea zidăriei în rosturile orizontale

(1) Pentru clădirile din ZC+AR secţiunea armăturilor dispuse în rosturile orizontale ale zidăriei va fi determinată prin calcul.

(2) La clădirile situate în zone seismice cu $a_g \geq 0{,}15g$, rosturile orizontale ale zidăriei vor fi armate, indiferent de rezultatele calculului, pentru următoarele elemente:

(a) spaleţii între ferestre sau uşi care au raportul înălţime / lăţime ≤2,5, dacă nu sunt întăriţi cu stâlpişori din beton armat la extremităţi;

(b) zonele de legătură între pereţii perpendiculari (intersecţii, colţuri şi ramificaţii);

(c) parapeţii de sub ferestre.

La intersecţii, colţuri şi ramificaţii armăturile vor depăşi marginea intersecţiei, pe toate direcţiile, cu cel puţin 1,00 m.

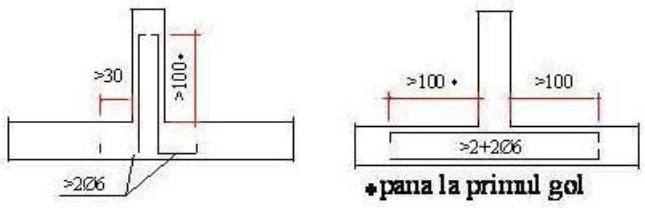


Figura 8.8. Armarea zidăriei la intersecţii de pereţi

(3) Armăturile din rosturile orizontale dispuse conform (1) si (2) vor satisface următoarele condiţii:

(a) distanţa între rosturile orizontale armate va fi:

(i) ≤ 2 asize în cazul elementelor cu înălţime între 188 ÷ 240 mm;

(ii) ≤ 3 asize în cazul elementelor cu înălţime < 188 mm;

(iii) aria armăturilor dispuse într-un rost orizontal va fi ≥ 1,0 cm² (2Φ8 mm);

(b) acoperirea laterală cu mortar a barelor din rosturi va fi stabilită pentru a asigura protecţia anticorozivă a barelor.

(4) Armăturile din rosturile orizontale vor fi ancorate în stâlpişori sau prelungite în zidărie, dincolo de marginea opusă a stâlpişorului, pentru a se realiza o lungime totală de ancoraj de cel putin 60Φ. Barele se vor fasona fără cârlige.

(5) Înnădirile barelor din rosturi se vor face prin suprapunere, fără cârlige, pe o lungime de ≥60Φ. Secţiunile de înnădire ale barelor vor fi decalate cu cel puţin 1.00m; într-o secţiune se vor înnădi cel mult 1/3 din barele peretelui.

8.5.4.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcţii cu pereţi din zidărie cu inimă armată (ZIA).

(1) Pereţii de cărămidă din straturile marginale vor avea grosimea de minimum ½ cărămidă (minimum 115*mm*), vor fi executaţi cu zidăria ţesută şi vor avea rosturile verticale complet umplute cu mortar. Nu se acceptă folosirea elementelor cu îmbinare mecanică (nut şi feder) pentru cele două straturi de zidărie ale ZIA.

(2) Grosimea stratului median, de beton sau mortar-beton (*grout*), va fi ≥10*cm*.

(3) Armarea stratului median se va determina prin calcul.

(4) Pentru primul nivel al clădirilor cu n_{niv}≥3, procentele de armare minime, raportate la secţiunea de beton a stratului median, vor respecta condiţiile din tabelul 8.12. Diametrul minim al barelor va fi ≥8*mm* iar distanţa între bare va fi ≤ 150*mm*.

Tabelul 8.12. Procente de armare minime pentru pereţi din ZIA

Acceleraţia seismică de proiectare	Barele orizontale		Barele verticale	
	Categoria 1	Categoria 2	Categoria 1	Categoria 2
a_g≥0,20g	0,30%	0,25%	0,25%	0,20%
a_g≤ 0,15g	0,25%	0,20%	0,20%	0,15%

(5) Pentru construcţiile cu n_{niv}<3, şi pentru nivelurile de peste parter ale construcţiilor cu n_{niv}≥3, procentele minime de armare se vor lua egale cu 80% din valorile din tabelul 8.12. Diametrul minim al barelor va fi ≥6*mm* iar distanţa între bare va fi ≤$1.5t_m$ unde t_m este grosimea stratului median.

Armarea cu plase sudate se va face numai dacă, din calcul, rezultă că, în situaţia de proiectare seismică, armăturile rămân în domeniul elastic de comportare. Armarea cu plase sudate nu se va folosi la pereţii parterului, indiferent de numărul nivelurilor peste secţiunea de încastrare, pentru clădirile din zone cu a_g≥0.15g.

8.6. Verificarea siguranţei

(1) Verificarea siguranţei clădirilor cu pereţi structurali din zidărie în situaţia de proiectare seismică se va face prin calcul, indiferent de tipul zidăriei, de numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}) şi de acceleraţia terenului pentru proiectare la amplasament (a_g) cu excepţia "*clădirilor simple*" definite şi detaliate la par.8.9.

(2) Verificarea siguranţei structurilor din zidărie se face în raport cu:

- stările limită ultime de rezistenţă şi de stabilitate (ULS);
- starea limită de serviciu (SLS).

(3) Combinarea efectelor încărcărilor verticale şi seismice se va face conform Codului CR 0 şi capitolului 4 din acest Cod.

8.6.1. Cerinţa de rezistenţă în raport cu starea limită ultimă (ULS)

(1) Pentru acţiunea cutremurului de proiectare, cu acceleraţia terenului a_g dată în Figura 3.1. din acest Cod, cerinţa de rezistenţă în raport cu starea limită ultimă (ULS) se verifică pentru:

- efectul forţelor seismice care acţionează în planul peretelui structural;
- efectul forţelor seismice care acţionează perpendicular pe planul peretelui structural.

(2) Rezistenţele de proiectare ale pereţilor structurali la starea limită ultimă (ULS), pentru gruparea seismică de încărcări, se vor calcula pe baza rezistenţelor caracteristice folosind valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă γ_M din tabelul 8.13. Pentru celelalte grupări de încărcări, pentru calculul structurilor cu pereţi structurali din zidărie se folosesc valorile γ_M date în Codul CR 6 pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare.

Tabelul 8.13. Coeficienţi parţiali de siguranţă γ_M pentru calculul pereţilor structurali din zidărie la starea limită ultimă (ULS) pentru gruparea seismică de încărcări

Categoria elementelor	Mortar	Tipul controlului la execuţie		
		Redus	Normal	Special
Categoria I	De reţetă (G) preparat la şantier	2,4	2,2	1,9
	De reţetă (G) preparat industrial, semifabricat industrial	2,2	1,9	1,8
	Performant (T) şi (G)	---	1,8	1,8
Categoria II	De reţetă (G) preparat la şantier	2,7	2,5	2,2
	De reţetă (G) preparat industrial, semifabricat industrial	2,4	2,2	2,0

8.6.1.1. Cerinţa de rezistenţă pentru efectele cutremurului în planul peretelui

(1) Pereţii structurali vor fi proiectaţi pentru a avea, în toate secţiunile, rezistenţele de proiectare la eforturi secţionale (N_{Rd}, M_{Rd}, V_{Rd}) mai mari decât eforturile secţionale de proiectare (N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed}) rezultate din încărcările din gruparea seismică .

(2) Pentru proiectarea clădirilor cu structuri din zidărie, mecanismul de disipare a energiei seismice va fi ales astfel încât să se asigure comportarea ductilă a structurii în funcţie de valoarea acceleraţiei terenului pentru proiectare (a_g) din zona amplasamentului.

(3) Pentru clădirile situate în zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}25g$ este obligatorie asigurarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice la cutremure severe care constă în dirijarea tuturor zonelor de dezvoltare a deformaţiilor inelastice în zona de la baza montanţilor (peste secţiunea de "încastrare").

(4) Pentru clădirile situate în zonele seismice cu $a_g=0{,}15g$ şi $a_g=0{,}20g$, mecanismul favorabil de disipare a energiei seismice descris la (3) poate fi asigurat numai pentru o parte dintre pereţii structurali care vor fi confinaţi cu stâlpişori de beton armat la ambele extremităţi - a se vedea 8.3.2.2. (3). Aceşti pereţi vor fi consideraţi ca *elemente structurale principale* -conform 4.4.2. din acest Cod .

(5) Pentru clădirile situate în zonele seismice cu acceleraţia de proiectare $a_g=0{,}10g$ respectarea măsurilor constructive generale prevăzute în Codul CR 6 şi în prezentul Cod asigură un răspuns seismic adecvat.

(6) Realizarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice stabilit la (3) se obţine, în principal, prin următoarele măsuri de proiectare conceptuală (ierahizarea capacităţii de rezistenţă):

- momentele încovoietoare capabile în peretele structural vor fi superioare, în toate secţiunile, valorii momentului corespunzător plastificării din secţiunea de încastrare ;
- capacitatea de rezistenţă la forţă tăietoare a pereţilor structurali va fi superioară, în toate secţiunile, forţei tăietoare asociată capacităţii de rezistenţă la compresiune excentrică;

(7) In zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}30g$, nu se vor proiecta clădiri pentru care, în cazul cutremurului de proiectare, mecanismul de disipare a energiei implică formarea articulaţiilor plastice în montanţii dintre golurile de uşi/ferestre la parter. Aceste elemente vor fi proiectate pentru a rămâne în domeniul elastic de comportare.

(8) În conformitate cu principiul ierarhizării capacităţii de rezistenţă, în starea limită ultimă, valoarea rezistenţei de proiectare la forţă tăietoare V_{Rd} a fiecărui perete structural, trebuie să satisfacă relaţiile:

$$V_{Rd} \geq 1.25 V_{Edu} \qquad (8.3)$$

$$V_{Rd} \leq q V_{Ed} \qquad (8.4)$$

unde

V_{Edu} valoarea forţei tăietoare asociată rezistenţei la compresiune excentrică (forţă axială + încovoiere) a secţiunii din zidărie simplă, confinată sau cu inimă armată, determinată ţinând seama de suprarezistenţa armăturilor ($1.25f_{yd}$) ;

V_{Ed} valoarea forţei tăietoare determinată prin calculul structurii în domeniul elastic liniar cu forţele din situaţia de proiectare seimică;

q factorul de comportare utilizat pentru calculul structurii.

(9) În cazul pereţilor structurali a căror rezistenţă de proiectare la încovoiere M_{Rd} îndeplineşte condiţia

$$M_{Rd} \geq qM_{Ed} \qquad (8.5)$$

unde M_{Ed} este momentul încovoietor determinat prin calculul structurii în domeniul elastic liniar, rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare V_{Rd} va fi limitată la

$$V_{Rd} = qV_{Ed} \qquad (8.6)$$

8.6.1.2. Cerinţa de rezistenţă pentru efectele cutremurului perpendicular pe planul peretelui

(1) Pentru pereţii structurali cu şi fără goluri de uşi sau ferestre, momentele încovoietoare de proiectare date de forţa seismică perpendiculară pe planul peretelui (M_{Exd1} şi M_{Exd2}) vor fi calculate conform Codului CR 6.

(2) Calculul rezistenţelor de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui din zidărie (M_{Rxd1} şi M_{Rxd2}) se va face conform Codului CR 6.

8.6.1.3. Verificarea planşeelor.

(1) Verificarea rezistenţei şi rigidităţii planşeelor la forţe seismice orizontale, conform Codului CR6, cap.6 va fi făcută pentru următoarele categorii de clădiri cu pereţi structurali din zidărie:

(a) clădiri etajate cu pereţi rari (sistem *celular*);

(b) clădiri tip "sală/hală", pentru planşeul de acoperiş;

(c) clădiri etajate cu goluri mari în planşee;

(d) clădiri cu planşee prefabricate (pentru verificarea capacităţii îmbinărilor).

(2) În cazul clădirilor cu pereţi deşi (sistem *fagure*) verificarea planşeelor din beton armat la forţe seismice orizontale nu este necesară.

8.6.2. Cerinţa de rigiditate

Structurile din zidărie şi trebuie să fie proiectate astfel ca valoarea deplasării relative de nivel d_r determinată conform paragrafului 8.8 să nu depăşească deplasările relative de nivel admisibile stabilite conform art. 4.6.3.2. Cerinţa de rigiditate nu trebuie să fie verificată prin calcul pentru clădirile cu pereţi deşi.

8.6.3. Cerinţa de stabilitate

(1) Cerinţa de stabilitate laterală a pereţilor structurali din zidărie este satisfăcută dacă sunt respectate cerinţele de alcătuire pentru ansamblul construcţiei şi cerinţele geometrice şi de alcătuire constructivă pentru fiecare perete în parte.

8.6.4. Cerinţa de ductilitate

(1) Cerinţa de ductilitate este considerată satisfăcută dacă sunt respectate prevederile de calcul, de dimensionare şi de alcătuire constructivă formulate pentru situaţia persistentă de proiectare şi pentru situaţia tranzitorie de proiectare şi prevederile suplimentare date în prezentul Capitol.

8.6.5. Cerinţe de rezistenţă în raport cu starea limită de serviciu (SLS)

(1) Pentru clădirile din clasele de importanţă I şi II situate în zone seismice cu acceleraţia terenului pentru proiectare $a_g \geq 0{,}30g$, rezistenţa pereţilor structurali din zidărie va fi verificată la acţiunea cutremurului cu interval mediu de recurenţă mai mic decât cel al cutremurului de proiectare. Factorul de reducere a acţiunii seismice pentru verificarea rezistenţei se va lua υ=0,5 iar pentru deplasările laterale impuse factorul υ se va lua conform art.10.3.2.2.

(2) În condiţiile de la (1) cerinţa de siguranţă se va verifica astfel:

- Eforturile secţionale de proiectare (N_{Ed}, M_{Ed},V_{Ed}) se vor calcula, pentru toate tipurile de zidărie, cu factorul de comportare q=1,0. (în domeniul elastic)
- Rezistenţele de proiectare (N_{Rd}, M_{Rd},V_{Rd}) se vor calcula cu coeficientul parţial de siguranţă pentru material γ_M = 1,5

(3) Pentru pereţii structurali ai clădirilor din clasa de importanţă III şi IV nu se impun cerinţe speciale pentru SLS.

8.7. Calculul valorilor de proiectare ale rezistenţelor pereţilor structurali din zidărie

8.7.1. Prevederi generale de calcul.

(1) Calculul valorilor de proiectare ale rezistenţelor pereţilor structurali din zidărie la:

- la forţă axială şi încovoiere în planul peretelui,
- forţă tăietoare,
- încovoiere perpendicular pe planul peretelui;

şi

- calculul rezistenţei planşeelor,
- calculul deplasărilor laterale,

se vor face conform ipotezelor, modelelor şi metodelor stabilite în Codul CR6, cap.6.

(2) Rezistenţa de proiectare a pereţilor structurali se va determina pentru:

- eforturile secţionale care acţionează în planul peretelui: forţa axială (N_{Rd}) , încovoiere (M_{Rd}) şi forţă tăietoare (V_{Rd}) ;
- eforturile secţionale care acţionează perpendicular pe planul peretelui: încovoiere în plan paralel cu rosturile orizontale (M_{Rxd1}), încovoiere în plan perpendicular pe rosturile orizontale (M_{Rxd2}).

8.7.2. Prevederi suplimentare pentru calculul pereţilor structurali la forţă axială şi încovoiere în planul peretelui

(1) În cazul clădirilor la care predomină pereţii structurali cu formă complexă nesimetrică a secţiunii transversale (L,I,T) rezistenţa de proiectare la forţă axială şi moment încovoietor în planul peretelui şi rezistenţa la forţă tăietoare se vor calcula pentru ambele sensuri de acţiune a forţei seismice sau vor fi luate, acoperitor, egale cu valorile minime respective care rezultă pentru cele două sensuri ale acţiunii seismice

(2) În cazul pereţilor structurali cu formă complexă (L,I,T), rezistenţa de proiectare se va determina pe baza secţiunii de calcul (inclusiv tălpile); legătura dintre inimă şi talpă va fi verificată pentru eforturile de forfecare verticale corespunzătoare forţei tăietoare de proiectare.

(3) Verificarea de la (2) nu este necesară dacă:

- legătura între talpă şi inima peretelui este realizată prin ţesere;

şi dacă

- pentru construcţiile situate în zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}20g$, la colţuri, intersecţii şi ramificaţii sunt prevăzute în rosturile orizontale minimum două bare cu d=8mm la interval ≤400 mm care continuă în perete pe o lungime de $40d \geq 600$ mm.

8.7.3. Prevederi suplimentare privind rezistenţa de proiectare a pereţilor structurali cuplaţi

(1) În cazul pereţilor structurali din zidărie confinată care participă la preluarea forţei seismice, grinzile de cuplare din beton armat între montanţii pereţilor cu goluri de uşi/ferestre vor fi proiectate astfel încât sub efectul eforturilor din gruparea de proiectare seismică:

(a) Cedarea grinzii din încovoiere să preceadă:

  (i) cedarea montantului prin compresiune excentrică;

  (ii) cedarea grinzii prin forţă tăietoare.

(b) Cedarea grinzii din forţă tăietoare să preceadă cedarea reazemului grinzii (montantului) prin zdrobirea locală a zidăriei sau prin cedarea la compresiune excentrică a stâlpişorului de la marginea golului (dacă acesta există).

8.8. Calculul deformaţiilor şi deplasărilor laterale în planul peretelui

8.8.1. Condiţii generale

(1) Pentru calculul deformaţiilor şi deplasărilor laterale în planul peretelui structural se vor folosi legea constitutivă "efort unitar - deformaţie specifică σ-ε" şi valorile modulelor de elasticitate longitudinal şi transversal ale zidăriei stabilite conform prevederilor din acest Cod.

8.8.2. Deformaţiile laterale ale pereţilor structurali din zidărie

(1) Cerinţa de rigiditate a clădirilor cu pereţi structurali din zidărie se va considera satisfăcută dacă deplasările relative de nivel ale clădirii d_r sub acţiunea încărcărilor din gruparea seismică, se înscriu în limitele stabilite în Anexa. E.

8.9. Proiectarea clădirilor simple din zidărie

8.9.1. Generalităţi

(1) Prin excepţie de la prevederile art. 8.6 capitol clădirile cu pereţi structurali din zidărie care satisfac condiţiile constructive enunţate în continuare pot fi proiectate fără verificarea prin calcul a siguranţei la efectele provenite din gruparea seismică de încărcări. Aceste clădiri sunt denumite în continuare, *clădiri simple din zidărie*.

(2) Pentru aceste clădiri, siguranţa elementelor structurale verticale, a planşeelor, a şarpantelor şi a fundaţiilor va fi verificată prin calcul pentru toate celelalte grupări de încărcări prevăzute în Codul CR 0.

(3) Clădirile cu pereţi structurali din zidărie încadrate în clasele de importanţă III şi IV, sunt considerate "*clădiri simple de zidărie*" numai dacă respectă în totalitate :

- cerinţele de la 8.9.2. ÷ 8.9.4;
- cerinţele generale de alcătuire şi detaliere constructivă pentru tipurile respective de zidărie (ZNA, ZC, ZIA), şi cerinţele referitoare la alcătuirea şi dimensionarea prin calcul a infrastructurii şi fundaţiilor.

(4) Dacă cel puţin una din condiţiile enunţate în continuare la 8.9.2. ÷ 8.9.4. nu este îndeplinită, sau dacă proiectantul doreşte folosirea materialelor care asigură rezistenţele minime prevăzute în tabelele 8.2 ÷ 8.5 (valorile de bază, fără majorarea de 20% prevăzută la 8.9.2.(2)), cerinţa de siguranţă va fi verificată prin calcul şi pentru această grupare de încărcări conform metodologiei generale care se aplică pentru situaţia seismică de proiectare.

8.9.2. Materiale pentru zidărie

(1) Pentru executarea clădirilor simple din zidărie se vor folosi elementele pentru zidărie şi mortarele menţionate la 8.2.

(2) Rezistenţele la compresiune ale elementelor pentru zidărie şi ale mortarelor vor fi alese de proiectant astfel încât rezistenţa caracteristică la compresiune a zidăriei, perpendicular pe rosturile de aşezare (f_k) să aibă cel puţin valorile din tabelul 8.2 majorate cu 20%.

8.9.3. Condiţii de regularitate geometrică şi structurală

(1) Clădirile simple din zidărie trebuie să satisfacă cerinţele de regularitate în plan şi în elevaţie din acest capitol şi următoarele cerinţe suplimentare

(a) Planul trebuie să fie aproximativ dreptunghiular. Aria retragerilor de la forma dreptunghiulară trebuie să fie ≤15% din aria totală a planşeului .

(b) Raportul dintre lungimea laturii scurte şi cea a laturii lungi în plan trebuie să fie

(i) ≥0,33 pentru clădiri cu pereţi din zidărie nearmată

(ii) ≥0,25 pentru clădiri cu pereţi din zidărie confinată şi din zidărie cu inima armată

(2) Pereţii structurali ai clădirii trebuie să satisfacă toate cerinţele următoare:

(a) clădirea trebuie să fie rigidizată prin pereţi structurali, dispuşi aproximativ simetric în plan pe două direcţii ortogonale astfel încât să fie evitat/limitat efectulde torsiune de ansamblu ; această condiţie se consideră satisfăcută dacă distanţa între centrul de masă şi centrul de rigiditate ale structurii, pe oricare dintre cele două direcţii, este ≤0.1L unde L este dimensiunea clădirii perpendicular pe direcţia considerată.

(b) pe fiecare dintre cele două direcţii ortogonale ale clădirii trebuie să existe cel puţin câte doi pereţi paraleli iar lungimea fiecărui perete trebuie să fie >30% din lungimea clădirii pe direcţia peretelui considerat;

(c) distanţa între pereţii cei mai depărtaţi de centrul de rigiditate de pe cel puţin una din direcţii trebuie să fie > 75 % din lungimea clădirii pe cealaltă direcţie;

(d) cel puţin 75 % din încărcările verticale trebuie să fie preluate de pereţii structurali;

(e) pereţii structurali trebuie să fie continui de la acoperiş până la fundaţii.

(3) În ambele direcţii orizontale, masa de etaj şi secţiunile orizontale ale pereţilor structurali pot fi mai mici cu cel mult 15% în raport cu nivelul imediat inferior.

(4) Pentru clădirile cu pereţi din zidărie nearmată şi din zidărie confinată, pereţii de pe o direcţie trebuie să fie legaţi cu pereţii de pe direcţia ortogonală la o distanţă ≤7,0 m în zonele seismice cu a_g≤0,10g şi ≤5,0m în zonele seismice cu a_g=0,15g şi a_g=0,20g.

(5) Efortul unitar mediu de compresiune în pereţii structurali, la parter, dat de încărcările verticale din gruparea fundamentală va fi ≤ 0,25f_d.

8.9.4. Numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare şi densitatea minimă a pereţilor structurali pentru clădiri simple din zidărie

(1) Pentru clădirile simple din zidărie numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare (n_{niv}) şi densitatea minimă asociată a pereţilor structurali vor respecta valorile din tabelele 8.14 şi 8.15 în funcţie de tipul zidăriei şi de acceleraţia seismică de proiectare a_g. În numărul de niveluri admis conform tabelelor 8.14 şi 8.15 se include mansarda şi nu se include podul necirculabil.

Tabelul 8.14. Numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare şi densitatea minimă a pereţilor structurali pentru clădiri simple din zidărie cu elemente din argilă arsă din grupele 1 şi 2

Tipul zidăriei	Număr de niveluri (n_{niv})	Acceleraţia terenului pentru proiectare (a_g)		
		0,10g	0,15g	0,20g
Zidărie nearmată	1	4,0%	5,0 %	NA
	2	NA	NA	
Zidărie confinată	1	3,5%	4,0%	4,5%
	2	4,0%	5,0%	5,5%*
	3	5,0%*	6,0%*	NA
Zidărie cu inimă armată	1	3,0%	3,5%	4,0%
	2	3,5%	4,5%	5,5%
	3	4,5%	6,0%	NA
* Numai cu condiţia satisfacerii cerinţelor constructive pentru zidărie confinată şi armată în rosturile orizontale (ZC+AR) NA - nu se acceptă				

Tabelul 8.15 Numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare şi densitatea minimă a pereţilor structurali pentru clădiri simple din zidărie cu elemente din argilă arsă din grupa 2S şi din **BCA**

Tipul zidăriei	Număr de niveluri (n_{niv})	Acceleraţia terenului pentru proiectare (a_g)		
		0,10g	0,15g	0,20g
Zidărie nearmată	1	4,5%	5,5 %	NA
	2	NA	NA	
Zidărie confinată	1	4,0%	5, 0%	6,0%
	2	4,5%	5,5%*	NA
	3	5,0%*	NA	
* Numai cu satisfacerea cerinţelor constructive pentru zidărie confinată şi armată în rosturile orizontale (ZC+AR) NA - nu se acceptă				

9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DIN LEMN

9.1. Generalităţi

9.1.1. Obiect şi domeniu de aplicarei

(1) Acest capitol se aplică proiectarii în zone seismice a clădirilor şi a altor construcţii similare definite la capitolul 1, paragraful 1.1, realizate cu structuri de rezistentă pentru care se utilizează lemn brut, lemn ecarisat, lemn lamelat încleiat şi panouri pe bază de lemn, îmbinate cu adezivi, prin chertare sau cu elemente de îmbinare metalice (conectori).

(2) Prevederile prezentului capitolului trebuie corelate cu prevederile din capitolele 1–4 în care sunt detaliate aspectele de ansamblu pentru proiectarea specifică construcţiilor din diferite materiale si componente nestructurale.

(3) Documentele normative de referinţă pentru proiectarea construcţiilor din lemn, inclusiv la acţiunea sesismică, sunt indicate la capitolul 1.5.

(4) Standardele de referinţă complementare prezentului capitol sunt indicate la capitolul 1.5.

9.1.2. Definiţii

(1) In acest capitol sunt folosiţi următorii termeni:

- **Îmbinări semi-rigide:** Îmbinări cu o flexibilitate importantă, a căror influenţă trebuie considerată în calcul structural. Îmbinările semi-rigide oferă un anumit grad de interacţiune al elementelor îmbinate, în funcţie de caracteristicile componentelor. Îmbinările semi-rigide trebuie să fie capabile să transmită eforturile interne si momentele rezultate din analizele statice (ex. imbinari cu tije).
- **Îmbinări rigide:** Îmbinări cu flexibilitate neglijabilă. Îmbinările rigide trebuie să posede suficientă rigiditate la rotire pentru a putea justifica analiza bazată pe noduri continue (ex. imbinari incleiate).
- **Îmbinări articulate:** Îmbinări cu o flexibilitate importantă, a căror influenţă trebuie considerată în calcul structural. Îmbinările articulate trebuie să fie capabile să transmită eforturile interne fără o dezvoltare semnificativă a momentelor încovoietoare care să afecteze elementele structurale îmbinate sau întreaga structură. Un nod articulat trebuie să preia rotirile rezultate din aplicarea eforturilor calculate (ex. imbinari prin chertare).
- **Îmbinări cu tije:** Îmbinări cu elemente metalice de îmbinare de tip dorn (ex. cuie, şuruburi, dornuri, etc.) încărcate perpendicular pe axa lor.
- **Îmbinări prin chertare:** îmbinările la care eforturile se transmit prin arie de presiune şi fără elemente metalice de îmbinare.
- **Ductilitate statică:** raportul dintre deformaţia ultimă şi deformaţia la sfârşitul comportării elastice, evaluată în testele ciclului cvasi-static.

9.1.3. Concepţia de proiectare

(1) Construcţiile din lemn, rezistente la cutremur, trebuie proiectate ţinând cont de unul din următoarele concepte (tabelul 9.1):

(a) comportare structurală disipativă;

(b) comportare structurală slab disipativă.

(2) Comportarea structurală disipativă (conceptul a) este considerată capacitatea unei părţi structurale (zone disipative) de a rezista acţiunii seismice prin incursiuni dincolo de limita elastică. Când se foloseşte spectrul de proiectare, factorul de comportare q poate fi luat mai mare ca 1.5. Valoarea lui q depinde de tipul structurii de rezistenţă din lemn şi de clasa de ductilitate.

(3) În conceptul b), efectele acţiunii sunt calculate pe baza unei analize globale elastice, fără a lua în considerare comportarea neliniară a materialului. Când se folosesc condiţiile de proiectare definite în paragraful 3.2.2.5, factorul de comportare q nu se ia mai mare de 1.5. Acest concept este corespunzător clasei de ductilitate DCL.

(4) Structurile din lemn pentru clădiri proiectate în conformitate cu (a) se împart în două clase de ductilitate, clasa ductilitate înaltă (DCH) şi clasa de ductilitate medie (DCM), în funcţie de capacitatea de disipare a energiei si de rezistenţa la forţe laterale. Structurile proiectate pentru DCH au ductilitate de ansamblu şi locală superioară celor proiectate pentru DCM. Pentru a reduce cerinţele de ductilitate, structurile din clasa de ductilitate medie vor fi dotate cu o capacitate de rezistenţă superioară structurilor din prima clasa.

(5) Zonele disipative vor fi localizate în îmbinări şi conectori metalici, luând în considerare şi eventualele influenţe locale datorate tijelor care se deformează, iar elementele din lemn rămân în domeniul de comportare elastică.

(6) In anumite situatii, structurile de clădiri se pot proiecta pentru o capacitate minimală de disipare a energiei seismice prin deformaţii plastice (de ductilitate), cu o creştere corespunzatoare a capacităţii de rezistenţă la forţe laterale. Structurile proiectate in conformitate cu clasa de ductilitate joasa (DCL) vor respecta, în principal, regulile de proiectare generale pentru construcţii din lemn împreună cu prevederile suplimentare specifice acestei clase date în prezentul capitol.

(7) Deplasările laterale asociate cerinţelor de ductilitate vor fi suficient de reduse pentru a nu apărea pericolul pierderii stabilităţii.

Tabelul 9.1. Tipuri de structuri şi valori ale factorului de comportare q in funcţie de clasa de ductilitate cerută

Concept de proiectare	Factor de comportare q	Clasa de ductilitate cerută
Structuri slab disipative	$1 < q \leq 1{,}5$	DCL (redusă)
Structuri disipative	$1{,}5 < q \leq 2.5$	DCM (medie)
	$2{,}5 < q \leq 5$	DCH (mare)

9.2. Condiţii privind comportarea structurală disipativă

(1) La proiectarea structurilor din lemn pe baza conceptului de comportare disipativă, prezenţa factorului de comportare q conduce la structuri cu o rezistenţă redusă, care trebuie compensată printr-o buna ductilitate. Componentele structurale disipative se dimensionează la eforturile din gruparea seismică de încărcari şi trebuie sa îndeplinească cerinţele care să le asigure o comportare ductilă.

(2) În componentele nedisipative trebuie prevenite deformaţiile plastice, prin asigurarea unei suprarezistenţe faţă de cele disipative. Eforturile de calcul în componentele nedisipative se stabilesc pe baza conceptului de proiectare bazată pe capacitatea de rezistenţă.

(3) La proiectarea structurilor din lemn pe baza conceptului de comportare slab-disipativă, structura se bazează pe rezistenţa pentru preluarea acţiunii seismice. Verificarea componentelor structurale se face la eforturile de calcul din combinaţia seismică de încărcări, în mod similar cu proiectarea în gruparea fundamentală de încarcări, nefiind necesare adoptarea unor măsuri speciale de asigurare a ductilităţii.

(4) Când se utilizează conceptul de comportare structurală disipativă, se vor aplica următoarele prevederi:

   (a) Zonele dispative sunt realizate de materialele şi tipurile de conectori metalici care au o comportare corespunzătoare la solicitarea de oboseală;

   (b) Îmbinările incleiate sunt considerate ca având comportare elastică;

   (c) Îmbinările prin chertare nu pot fi folosite atunci când eforturile de forfecare sau de întindere perpendiculară pe fibre sunt predominante.

(5) Pentru placajele pereţilor structurali şi ale diafragmelor de planşee, cerinţele pentru conceptul de comportare structurală sunt satisfăcute dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii:

   (a) Plăcile aglomerate derivate au densitatea specifică de cel puţin 650 kg/m^3.

   (b) Placajele au cel puţin 9 mm grosime.

   (c) Plăcile fibrolemnoase (PFL) şi cele din aşchii din lemn (PAL) au cel puţin 13 mm grosime.

   (d) Plăcile cu lamele de lemn dublu orientate (OSB) au cel putin 12mm grosime.

(6) Cerinţele menţionate pentru conceptul de comportare structurală disipativă sunt satisfăcute dacă conectorii, sub forma de piese (plane sau cu forme diverse) sau tije, pentru imbinări la structurile din lemn respectă urmatoarele cerinte:

   (a) Conectorii, ca material şi structură, utilizaţi pentru îmbinările structurilor din lemn satisfac cerinţele normelor tehnice şi standardelor de calitate în vigoare.

   (b) Proprietăţile de ductilitate ale imbinărilor grinzilor cu zăbrele şi placajelor, ca şi ale structurilor de lemn încadrate în clasele de ductilitate DCM sau DCH (vezi 9.3) trebuie verificate pentru conformitate cu 9.3(4) prin încercări ciclice ale combinaţiilor de elemente din lemn îmbinate şi conectori.

9.3. Tipuri de structuri şi factori de comportare

(1) Valorile coeficientului de comportare q sunt asociate spectrelor de proiectare şi ţin cont de influenţa coeficientului de amortizare propriu fiecărei construcţii. În concordanţă cu comportarea lor ductilă şi capacitatea de disipare de energie sub acţiuni seismice, structurile din lemn se vor încadra în una dintre cele trei clase de ductilitate DCL, DCM şi DCH. Factorul de comportare q are valorile prezentate în tabelul 9.2 cu condiţia satisfacerii cerinţelor de regularitate a structurii şi respectarea prevederilor capitolul 4 din prezentul cod.

(2) Pentru structuri neregulate pe înălţime, coeficientul q se reduce cu 20% faţă de valorile prezentate în tabelul 9.2 (cu condiţia $q \geq 1.5$).

(3) Elementul structural cel mai puţin ductil din ansamblul structurii de rezistenţă determină valoarea coeficientului de comportare q.

(4) Pentru a se asigura posibilitatea de utilizare a valorilor date ale factorului q, zonele disipative trebuie să fie capabile să se deformeze plastic în cel puţin trei cicluri complete de încărcare-descărcare cu ductilitate 4 pentru structurile din clasa de ductilitate DCM şi ductilitate 6 pentru structurile pentru clasa de ductilitate DCH, fără o reducere mai mare de 20% a rezistenţei lor.

Tabelul 9.2. Factori de comportare *q* pentru structuri

Tip de structură	Clasa de ductilitate	Factor de comportare *q*
Console Grinzi Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate prin chertare Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu inele Sarpante asamblate cu conectori Arce cu 2 sau 3 articulaţii	Capacitate scazută de disipare de energie (DCL)	1,5
Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu dornuri sau buloane Structuri mixte (cadre şi elemente de închidere care nu participă la preluarea forţelor orizontale) Pereţi din panouri din lemn cu feţe încleiate, îmbinate cu cuie şi buloane	Capacitate medie de disipare de energie (DCM)	2
Structuri în cadre având îmbinarile realizate cu dornuri sau buloane (vezi pct. 9.4.2.(4))		2,5
Pereţi din panouri din lemn cu feţe îmbinate cu cuie şi buloane pe scheletul din lemn (vezi pct. 9.4.2.(5)) Grinzi cu zăbrele având îmbinările realizate cu cuie	Capacitate înaltă de disipare de energie (DCH)	3
Structuri în cadre având îmbinarile realizate cu dornuri sau buloane (vezi pct. 9.4.2.(7))		4
Structuri din panouri din lemn cu feţe îmbinate cu cuie pe scheletul din lemn(vezi pct. 9.4.2.(7))		5

(5) Regimul de înălţime maxim recomandat este de 10.00m pentru construcţiile amplasate în zone seismice cu a_g<0.15g şi 7.00m pentru zone cu a_g≥0.15g. Înălţimea se calculează de la cota ±0.00 a construcţiei la cornisă (streaşină).

(6) Regimul de înălţime peste 10.00 m se poate admite după evaluarea capacităţii structurale, pe modele la scară naturală sau redusă la 1/2 sau 1/4.

9.4. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

9.4.1. reguli pentru elementele de îmbinare (conectori)

(1) Îmbinările, realizate cu elemente de îmbinare – conectori - se vor proiecta astfel încât acestea să prezinte o ductilitate bună, să nu fie sensibile la sarcini repetate şi să asigure, prin modul de alcătuire, disiparea energiei.

(2) Pentru evitarea ruperii prin fisurare prematură a lemnului, se vor respecta reguli privind distanţele dintre tije şi distanţele dintre tije şi capătul elementului din lemn care se îmbină, conform reglementărilor tehnice specifice privind proiectarea construcţiilor din lemn, aplicabile în vigoare. Majorarea spaţiilor dintre piesele de îmbinare şi cele faţă de limitele elementului din lemn contribuie la creşterea rezistenţei la fisurare şi, în consecinţă, la ductilitatea îmbinării.

(3) Fisurarea poate fi prevenită prin adăugarea în zona de îmbinare a unor piese de rigidizare, cu o bună rezistenţă la întindere transversală, cum sunt contraplăcile.

(4) Capacitatea de disipare de energie poate fi îmbunatăţită prin alegerea de tije zvelte, care permit formarea de articulaţii plastice. Ductilitatea este îmbunătăţită când coeficientul de zvelteţe al tijei mai mare ca 8.

(5) Fisurarea poate fi limitată prin crşterea grosimii elementului din lemn în raport cu diametrul conectorilor sub formă de tijă.

(6) Elemente de îmbinare de tip tije (cuie, agrafe şi şuruburi), cu excepţia elementelor din oţel dur, cuiele, agrafele şi şuruburile au o comportare plastică.

(7) Creşterea lungimii de pătrundere a tijei în elementul de lemn previne riscul de smulgere. Pentru majorarea rezistentei la smulgere se recomandă utilizarea tijelor profilate (cu caneluri în spirală, cu dinţi, etc.).

(8) Pentru îmbinările între panourile de placaj si structura de lemn, comportarea ductilă se manifestă atunci când coeficientul de zvelteţe al tijei este mai mare ca 4. Încercări pe panouri cu structura din lemn îmbinate cu cuie demonstrează o ductilitate sporită şi o capacitate mare de disipare de energie.

(9) Broşe (dornuri) - Îmbinările cu tije metalice zvelte au capacitatea de a plastifica în acelasi timp oţelul şi lemnul din îmbinare, ceea ce permite o disipare bună de energie. Coeficientul de zvelteţe al dornului trebuie să fie mai mare ca *8*, ca să se obţină o ductilitate bună.

(10) La conectorii de tip tijă masivă capacitatea de disipare de energie a structurii depinde numai de capacitatea portantă a lemnului.

(11) Pentru îmbinările cu conectori de tip bulon, ruperea fibrelor de lemn rezultată în urma practicării găurilor (pregăurire) provoacă neregularităţi în distribuţia eforturilor. În zone seismice se recomandă realizarea cu precizie a acestor

îmbinări şi utilizarea de buloane zvelte împreună cu piese metalice de fixare de tip inele cu dinţi.

(12) Inele - Din cauza capacităţii reduse de deformare plastică, utilizarea acestor mijloace de îmbinare nu este indicată pentru îmbinări disipative.

(13) Crampoane (inele cu dinţi) - Dacă sunt bine concepute, acestea sunt capabile de o bună comportare plastică. Pentru prevenirea fisurării lemnului, trebuie respectate distanţele dintre dinţi, prevăzute în reglementărilor tehnice specifice privind proiectarea construcţiilor din lemn, aplicabile în vigoare.

(14) Conectori cu dinţi ambutisaţi - în cazul utilizării conectorilor cu dinţi, există eventualitatea unei rupturi fragile a plăcii şi a smulgerii dinţilor. Acest tip de imbinare se calculează şi se dimensionează pentru stadiul elastic de comportare. În consecinţă, conectorii cu dinţi ambutisaţi nu sunt recomandaţi în îmbinări disipative.

9.4.2. Reguli pentru îmbinări

(1) Elementele comprimate şi îmbinările care pot ceda din deformaţii datorate încărcărilor alternante vor fi proiectate astfel încât să se prevină distanţarea pieselor componente.

(2) Buloanele şi dornurile vor fi montate în goluri practicate în prealabil prin pregăurire. Buloanele şi dornurile mari (d > 16 mm) nu vor fi folosite în îmbinările lemn pe lemn şi metal pe lemn, exceptând combinaţiile cu alţi conectori.

(3) Dornurile si cuiele netede nu vor fi folosite fără piese suplimentare de strângere (buloane) care se dispun în noduri sau pe lungimea elementului compus pentru a strânge pachetul de bare împotriva retragerilor.

(4) Îmbinările cu cuie, buloane şi dornuri, lemn pe lemn sau metal pe lemn, sunt suficient de ductile atunci când grosimea minimă a elementelor îmbinate este de *10d* şi diametrul tijei $d \leq 12$ mm.

(5) Panourile realizate din produse din lemn, îmbinate cu cuie, prezintă o comportare ductilă, dacă plăcile pentru feţe au grosimea t1 > 4d (d - diametrul cuiului). Pentru îmbinarea faţă – ramă, se recomandă ca $d \leqslant 3{,}1$ mm şi o distanţă de dispunere de maximum 150 mm la elementele perimetrale (montanţi marginali, rigla superioară şi inferioară) şi de maximum 300 mm la montanţii şi riglele intermediare.

(6) Toate reazemele trebuie să aibe o legatură mecanică. Elementele de fixare trebuie concepute astfel încât să se evite deplasarea elementelor de lemn din îmbinare.

Tabelul 9.3. Factori de comportare modificaţi *q* pentru structuri

Tip de structură	Factor de comportare q
Structuri în cadre având îmbinarile realizate cu dornuri sau buloane	2,5
Pereţi din panouri din lemn cu feţe încleiate, imbinate cu cuie şi buloane	3

(7) Dacă cerinţele de la pct. 4 si 5 nu sunt indeplinite, dar este asigurată o grosime minimă a elementelor îmbinate de *8d* şi *3d* pentru cazul (4) şi (5), trebuie utilizate reducerile valorilor limitei superioare ale factorului *q* din tabelul 9.3.

9.4.3. Reguli pentru diafragmele orizontale

(1) Distribuţia forţelor tăietoare în diafragme se face luând în considerare poziţia în plan a elementelor de rezistenţă verticale care preiau încărcările laterale.

(2) Continuitatea grinzilor trebuie asigurată în special în zonele de discontinuitate ale diafragmelor de planşeu.

(3) În cazul în care nu se dispun rigidizări pe întreaga înălţime a grinzilor de planşeu, raportul între înălţimea şi grosimea grinzilor (*h/b*) trebuie să fie mai mic ca *4*.

(4) Când diafragmele orizontale (planşeele) sunt rigide în plan nu trebuie să existe nici o discontinuitate a grinzilor în reazemele unde forţele orizontale sunt transferate elementelor verticale / pereţilor structurali.

(5) În cazul construcţiilor de dimensiuni reduse în plan (ex.: case individuale) se consideră că diafragma orizontală (planseu) asigură contravântuirea în plan orizontal dacă:

- oricare dintre dimensiunile în plan ale clădirii este mai mica de 12 m;
- grinzile diafragmelor orizontale (planşeelor) din lemn sunt continue;
- elementele de fixare (tijele) sunt dispuse la maximum 150mm pe conturul exterior al panourilor de planşeu şi la 300mm pe riglele intermediare.

9.5. Verificări de siguranţă

(1) Pentru verificarea la starea limită ultimă a structurilor proiectate conform conceptului de comportare structurală slab disipativă (Clasa DCL), se aplica coeficienţii parţiali de siguranţă ai proprietăţilor materialului γ_M pentru combinaţiile fundamentale de încărcări, conform SR EN 1995-1-1.

(2) Pentru verificarea la starea limită ultimă a structurilor proiectate conform conceptului de comportare structurală disipativă (clasa DCM sau DCH), se aplica coeficienţii parţiali de siguranţă ai proprietăţilor materialului γ_M pentru combinaţiile excepţionale de încărcări, conform SR EN 1995-1-1.

(3) Pentru a se asigura incursiunea în domeniul post-elastic a zonelor disipative, toate celelalte elemente structurale şi îmbinări trebuie să fie proiectate cu suficientă suprarezistenţă. Cerinţe speciale de suprarezistenţă sunt cerute în special pentru:

- ancorări (tiranţi);
- orice alte îmbinări la elemente masive din lemn;
- îmbinări între diafragme orizontale şi elemente verticale care preiau încărcări laterale.

Imbinările prin chertare nu prezintă riscul de cedare casantă dacă pentru verificarea la forţa tăietoare se consideră un coeficient de siguranţă mărit cu *1.3*.

10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCŢIILOR

10.1. Generalităţi

10.1.1. Obiect şi domeniu de aplicare

(1) Prezentul capitol are ca obiect enunţarea cerinţelor generale şi a condiţiilor tehnice specifice pentru *situaţia de proiectare seismică*, definită conform Codului CR0, pentru subsistemul Componentelor NeStructurale (CNS) ale categoriilor de construcţii care constituie obiectul acestui Cod. Condiţiile menţionate se referă numai la componentele legate solidar cu structura sau cu alte elemente fixe ale clădirii.

(2) Prevederile pentru *situaţia de proiectare seismică* stabilite în acest Capitol completează şi se aplică împreună cu prevederile generale de calcul (ipoteze, procedee, modele şi metode) şi cu detaliile constructive pentru *situaţia persistentă de proiectare* şi pentru *situaţia tranzitorie de proiectare*, definite conform 8.1.3.(2), date în reglementările tehnice specifice fiecărei categorii de CNS.

(3) În cazul componentelor nestructurale din zidărie, prevederile stabilite în acest Capitol completează şi se aplică împreună cu prevederile generale de calcul (ipoteze, procedee, modele şi metode) şi cu detaliile constructive pentru *situaţia persistentă de proiectare* şi pentru *situaţia tranzitorie de proiectare*, date în CR 6.

(4) Prevederile se referă la:

- componentele nestructurale (CNS);
- piesele de legătură ale CNS de structura principală sau de alte CNS;
- elementele şi/sau subansamblurile structurii principale de care sunt prinse CNS .

(5) Cerinţele de siguranţă şi regulile de proiectare stabilite în cele ce urmează sunt diferenţiate în funcţie de următorii parametri:

- clasa de importanţă a construcţiei stabilită conform tabelului 4.2;
- acceleraţia seismică a terenului pentru proiectare a_g la amplasament;
- categoria (funcţiunea) şi rolul CNS în funcţionarea clădirii;
- proprietăţile geometrice şi mecanice ale CNS şi ale legăturilor acesteia;
- interacţiunile posibile ale componentei nestructurale cu elementele structurii principale sau cu alte CNS.

(6) Măsurile prevăzute în acest capitol se referă la protecţia CNS faţă de cele două efecte ale cutremurului:

1. Efectul direct al forţelor de inerţie corespunzătoare produsului dintre masa componentei nestructurale şi acceleraţia pe care aceasta o capătă în timpul cutremurului.
2. Efectul indirect rezultat din deformaţiile impuse componentei nestructurale prin deplasările laterale relative ale punctelor de prindere/de contact cu structura principală.

(7) Prevederile referitoare la performanţele seismice aşteptate ale CNS pot diferenţiate în funcţie de performanţa seismică impusă clădirii prin tema de proiectare.

(8) Documentele normative complementare prezentului capitol sunt

(a) Reglementări tehnice:

(b) Standarde de referinţă:

10.1.2. Subsistemul componentelor nestructurale (CNS)

(1) Subsistemul *componentelor nestructurale* (CNS) include toate părţile şi elementele construcţiei, cu excepţia celor care aparţin subsistemului *elementelor structurale*, precum şi mobilierul fix de uz profesional.

(2) Subsistemul *componentelor nestructurale* este constituit din următoarele categorii de componente:

A. Componente arhitecturale (părţi/elemente de construcţie):

A.1. Elemente ataşate anvelopei construcţiei:

- finisaje şi placaje, elemente de protecţie termică sau decoraţii, din cărămidă, beton, piatră, materiale ceramice, sticlă sau similare care au ca suport elementele de închidere, structurale sau nestructurale;
- copertine, balustrade şi parapeţi de balcon, atice, profile ornamentale, statui - indiferent de materialul din care sunt executate;
- coşuri de fum şi de ventilaţie - indiferent de materialul din care sunt executate;
- utilaje, echipamente electromecanice şi rezervoare instalate pe acoperişul sau pe faţada clădirii;
- firme, reclame, antene de televiziune.

A.2. Elemente ale anvelopei:

- componentele nestructurale ale anvelopei - panouri de perete indiferent de materialul din care sunt executate, inclusiv panourile de zidărie înrămate în cadre de beton armat sau de oţel, dintr-un singur strat sau din două straturi, pline sau cu goluri, alte elemente majore de zidărie (timpane, frontoane), montanţi, rigle, buiandrugi, centuri;
- tâmplăriile înglobate, inclusiv sticla.

A.3. Elemente de compartimentare interioară fixe sau amovibile (inclusiv finisajele şi tâmplăriile înglobate) - indiferent de materialul din care sunt executate.

A.4. Tavane suspendate.

A.5. Pardoseli înălţate

A.6. Alte elemente de construcţie: garduri de incintă (împrejmuiri).

B. Instalaţii:

B.1 Instalaţii sanitare.

B.2 Instalaţii electrice/iluminat.

B.3 Instalaţii de încălzire, de condiţionare şi de ventilaţie.

B.4 Instalaţii speciale cu utilaje care operează cu abur sau cu apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii, etc).

C. Echipamente electromecanice:

C.1 Ascensoare.

C.2 Scări rulante.

D. Mobilier şi alte dotări:

D.1 Mobilier/echipamente profesionale fixe: de birou (rafturi, dulapuri), din unităţi medicale, de cercetare, inclusiv sistemele de computere, din muzee de interes naţional, inclusiv exponatele.

D.2 Mobilier şi dotări speciale din construcţii din clasa de importanţă I: panouri de control şi comandă ale dispeceratelor din servicii de urgenţă, din unităţi de pompieri, poliţie, centrale telefonice, echipamente din staţii de radiodifuziune/televiziune şi similare.

D.3 Rafturi din magazine şi din depozite accesibile publicului.

(3) Pentru protecţia seismică, în raport cu funcţiunea în clădire, CNS se împart în:

- CNS cu *rol esenţial* în funcţionarea clădirii, inclusiv pereţii pe care sunt montate acestea, indiferent de materialul din care sunt executaţi (dacă este cazul). Încetarea funcţionării acestora la cutremurul de proiectare este acceptată numai pe durata de timp necesară pentru înlocuirea sursei de alimentare sau a unor CNS care o susţin.
- CNS cu *rol de susţinere/alimentare* a unei CNS cu rol esenţial inclusiv pereţii pe care sunt montate acestea indiferent de materialul din care sunt executaţi(dacă este cazul) .
- CNS cu *rol secundar* pentru funcţionarea clădirii. Se acceptă încetarea funcţionării acestora de lungă durată fără a împiedica derularea activităţii în clădire.

10.2. Cerinţe generale de performanţă seismică specifice CNS

(1) Cerinţele privitoare la comportarea la cutremur a CNS se referă la:

- evitarea pierderilor de vieţi omeneşti sau a rănirii persoanelor din exteriorul sau din interiorul construcţiilor prin răsturnarea, alunecarea şi/sau dezmembrarea parţială a CNS sau prin degajarea unor substanţe toxice sau explozive;
- evitarea întreruperii activităţilor şi serviciilor esenţiale în timpul şi după cutremur prin avarierea/ieşirea din funcţiune a unor CNS esenţiale pentru continuarea activităţii în clădire, inclusiv a pereţilor pe care sunt montate acestea, indiferent de materialul din care sunt executaţi, (dacă este cazul), sau prin producerea unor alte evenimente care împiedică exploatarea normală a clădirii (incendii, de exemplu)

- evitarea degradării bunurilor culturale sau artistice valoroase;
- limitarea pagubelor materiale ca amploare şi gravitate;
- asigurarea căilor de evacuare a persoanelor din construcţie şi a căilor de acces pentru echipele de intervenţie;
- evitarea/limitarea avarierii unor elemente structurale ca urmare a interacţiunii acestora cu elementele nestructurale;
- limitarea impactului psihologic datorat disconfortului ocupanţilor.

(2) În funcţie de clasa de importanţă a construcţiei şi de rolul componentei în sistemele respective, CNS trebuie să realizeze următoarele performanţe seismice:

- în clădirile din clasele de importanţă I şi II, CNS cu rol esenţial şi cele cu rol de susţinere trebuie să funcţioneze continuu în timpul cutremurului şi imediat după acesta, cu eventuale întreruperi în limitele timpului necesar pentru intrarea în funcţiune a echipamentelor şi instalaţiilor de rezervă; efectele avariilor locale (ruperea unei conducte de apă, de exemplu) vor fi limitate şi nu vor împiedica funcţionarea normală a restului clădirii; prin tema de proiectare, lista CNS esenţiale şi cu rol de susţinere va fi stabilită de investitor/utilizator;
- pentru instalaţiile cu echipamente speciale, care lucrează cu apă fierbinte sau cu abur sub presiune, pentru instalaţiile de gaz şi instalaţiile şi echipamentele electrice, precum şi pentru recipienţii care conţin cantităţi importante de substanţe toxice sau explozive, indiferent de clasa de importanţă a clădirii, trebuie să se evite pericolul de producere a exploziilor şi scurt-circuitelor care ar putea genera incendii sau degajări de apă şi abur la temperaturi ridicate sau eliberarea necontrolată a substanţelor periculoase;
- în construcţiile din toate clasele de importanţă, trebuie să fie asigurată stabilitatea tuturor componentelor nestructurale iar remedierea eventualelor avarii şi repunerea în funcţiune a componentei avariate trebuie să fie realizabile într-un interval de timp şi cu costuri acceptabile pentru investitor/utilizator;

(3) Pentru satisfacerea cerinţelor de la (1) şi (2), categoriile de componente nestructurale ale construcţiilor stabilite la (4), cu excepţiile menţionate la (5), trebuie să fie proiectate şi executate astfel încât să rămână stabile şi să-şi păstreze integritatea fizică şi, după caz, să-şi păstreze funcţionalitatea, sub acţiunea forţelor şi a deplasărilor produse de efectele acţiunii seismice.

(4) Prevederile prezentului capitol, referitoare la alcătuirea, la detalierea constructivă, inclusiv la proprietăţile materialelor constitutive şi la calculul seismic, se aplică în funcţie de nivelul de risc din punct de vedere al parametrilor enumeraţi la 10.1.1.(3) numai pentru următoarele categorii de CNS- cu notaţiile de la 10.1.2.(2)-, diferenţiat în funcţie de acceleraţia seismică de proiectare la amplasament şi de clasa de importanţă a clădirii :

A. Clădiri din clasa de importanţă IV :

- Componentele A1 şi A2 amplasate pe faţadele către spaţii publice sau cu aglomerări de persoane şi B4 pentru zonele seismice cu $a_g = 0,10g \div 0,40g$;

B. Clădiri din clasa de importanţă III :

- Componentele A1 şi A2 amplasate pe faţadele către spaţii publice sau cu aglomerări de persoane şi B4 pentru zonele seismice cu $a_g = 0{,}10g \div 0{,}40g$;
- Celelalte CNS numai pentru zonele seismice cu $a_g \geqslant 0{,}30g$, cu excepţia celor menţionate la (5);

C. Clădiri din clasa de importanţă II :

- Componentele A1 şi A2 amplasate pe faţadele către spaţii publice sau cu aglomerări de persoane, B1(numai pentru instalaţiile de stingere a incendiilor) şi B4 pentru zonele seismice cu $a_g = 0{,}10g \div 0{,}40g$;
- Celelalte CNS numai pentru zonele seismice cu $a_g \geqslant 0{,}20g$ cu excepţia celor menţionate la (5)

D. Clădiri din clasa de importanţă I :

- Toate categoriile de CNS pentru zonele seismice cu $a_g = 0{,}10g \div 0{,}40g$ cu excepţia celor menţionate la (5)

(5) Se exceptează de la prevederile (4) toate componentele din categoriile B (cu excepţia B4), C, D, din clădirile din clasele de importanţă II şi III, indiferent de acceleraţia seismică de proiectare (a_g), dacă îndeplinesc următoarele două condiţii:

- sunt montate la înălţime mai mică de 1,50 m peste nivelul planşeului;
- au greutate totală maximă în exploatare mai mică de 0,20 kN.

(6) În cazul componentelor nestructurale pentru care, conform (4), proiectarea seismică nu este obligatorie pentru materialele din care acestea sunt alcătuite nu se formulează cerinţe speciale privind comportarea la încărcările din gruparea seismică. Aceste componente se proiectează numai pentru încărcările din gruparea fundamentală conform reglementărilor specifice.

(7) Proprietăţile mecanice şi fizico-chimice ale materialelor alese pentru satisfacerea cerinţei de rezistenţă mecanică şi stabilitate la acţiunea seismică şi dimensiunile CNS realizate cu acestea trebuie să asigure şi satisfacerea celorlalte cerinţe aplicabile construcţiilor şi asigurarea durabilităţii prevăzute prin tema de proiectare.

10.3. Bazele calculului seismic al componentelor nestructurale

(1) Calculul seismic conform prevederilor acestui paragraf este obligatoriu pentru toate componentele nestructurale menţionate la 10.2.(4) .

(2) Prin excepţie de la (1) calculul seismic nu este necesar pentru elementele şi subansamblurile de construcţie şi de instalaţii/echipamente care sunt produse pentru utilizare în zone seismice, pe baza unor standarde recunoscute internaţional (de exemplu, tavane suspendate, pardoseli înălţate, rafturi de depozitare, etc). Pentru acestea, proiectantul şi verificatorul proiectului vor verifica numai compatibilitatea acceleraţiei seismice a amplasamentului (a_g) cu acceleraţia seismică de proiectare declarată de producător sau stabilită printr-un procedeu recunoscut de *calificare seismică*.

(3) În situaţia menţionată la (2), proiectarea legăturilor şi a elementelor de reazem (dimensionarea şi detalierea constructivă a acestora) se va face conform instrucţiunilor tehnice ale furnizorului. Aceste instrucţiuni vor fi adaptate de proiectantul de

specialitate pentru respectarea condiţiilor din reglementările tehnice în vigoare în România în ceea ce priveşte caracteristicile geometrice şi mecanice de rezistenţă şi de deformabilitate ale materialelor. În lipsa instrucţiunilor furnizorului, proiectarea legăturilor şi a elementelor de reazem al acestor CNS se va face conform prevederilor acestui Cod.

10.3.1. Principii şi metode de evaluare a forţei seismice de proiectare

(1) Valoarea de proiectare a forţei seismice pentru CNS depinde de următorii factori:

- importanţa/rolul CNS în funcţionarea clădirii;
- acceleraţia terenului pentru proiectare (a_g) şi caracteristicile spectrului de răspuns elastic;
- amplificarea acceleraţiei terenului la nivelul de prindere al CNS;
- amplificarea dinamică proprie a CNS;
- reducerea efectului forţei seismice datorită capacităţii de absorbţie a energiei a CNS şi a legăturilor acesteia de structura principală;
- greutatea totală în exploatare a CNS .

(2) Forţa seismică de proiectare rezultată din acţiunea directă a cutremurului asupra unei CNS va fi calculată folosind unul dintre următoarele procedee:

- metoda spectrelor de etaj;
- metoda forţelor static echivalente.

(3) Forţa seismică de proiectare determinată conform prezentului Capitol se foloseşte numai pentru proiectarea CNS, a legăturilor acesteia şi pentru verificarea locală a elementelor de reazem; efectele sale nu se adună cu efectele forţei seismice pentru ansamblul structurii .

10.3.1.1. Metoda spectrelor de etaj

(1) Pentru CNS de mare importanţă sau care conţin surse de risc deosebit (degajare de substanţe toxice şi/sau explozibile, etc), calculul forţei seismice din acţiunea directă a cutremurului se va face pe baza unui model de calcul complet, folosind spectrul de răspuns elastic pentru acceleraţie obţinut din răspunsul seismic al structurii clădirii la nivelul de prindere al CNS (spectrul de etaj). Se recomandă folosirea acestui model şi pentru componentele nestructurale din categoriile A1, A2 şi B4 ale clădirilor cu înălţime $\geq$ 50,0 m.

(2) Modelul de calcul utilizat pentru calculul spectrelor de etaj va ţine seama de proprietăţile mecanice relevante ale structurii, ale CNS şi ale legăturilor acestora de structura principală.

Acţiunea seismică pentru care se calculează spectrele de etaj va fi modelată conform prevederilor de la capitolul 3 din acest Cod.

10.3.1.2. Metoda forţelor statice echivalente

(1) Pentru proiectarea tuturor componentelor nestructurale la care se aplică prevederile Codului, cu excepţia cazurilor în care este necesar un calcul mai exact conform 10.3.1.1 (1), efectul acţiunii directe a cutremurului asupra CNS va fi înlocuit cu efectul unei forţe statice F_{CNS} .

(2) Forţa seismică orizontală statică echivalentă F_{CNS}, care cuantifică efectul acţiunii directe a cutremurului asupra unei CNS aflată la cota "z" în raport cu baza construcţiei, se va calcula cu formula:

$$F_{CNS}(z) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} \qquad (10.1)$$

unde:

γ_{CNS} factor de importanţă al CNS (a se vedea 10.3.1.3.1);

a_g acceleraţia terenului pentru proiectare stabilită conform Figurii 3.1 din acest Cod;

β_{CNS} factor de amplificare dinamică al CNS (a se vedea 10.3.1.3.2.);

K_z factor de amplificare a acceleraţiei terenului pe înălţimea construcţiei

$$K_z = 1 + 2\frac{z}{H}$$

unde

z cota punctului de prindere de structură a CNS;

H înălţimea medie a acoperişului în raport cu baza construcţiei;

q_{CNS} factor de comportare al CNS (a se vedea 10.3.1.3.3.);

m_{CNS} masa maximă a CNS în exploatare

(3) În cazul componentelor nestructurale rezemate sus şi jos, la nivelul a două planşee succesive cu cotele z_{inf} şi z_{sup} (în particular, în cazul pereţilor nestructurali şi al panourilor de zidărie înrămate în cadre), forţa seismică static echivalentă va fi considerată uniform distribuită pe înălţimea nivelului. Pentru calculul acestei forţe în expresia factorului K_z se va introduce valoarea medie

$$Z = \frac{z_{sup} + z_{inf}}{2}$$

(4) Forţa seismică F_{CNS}, calculată cu relaţia (10.1), va fi limitată la valorile stabilite conform inegalităţilor (10.2):

$$0{,}75\gamma_{CNS}.a_g.m_{CNS} \leq F_{CNS} \leq 4\gamma_{CNS}.a_g.m_{CNS} \qquad (10.2)$$

(5) Forţa seismică verticală statică echivalentă $F_{CNS,V}$ se va calcula cu relaţia (10.1) utilizând valoarea acceleraţiei componentei verticale, a_{vg}, determinată cu relaţia (3.16) din acest Cod.

(6) Pentru calculul rezistenţei şi stabilităţii CNS, forţa seismică statică echivalentă F_{CNS} va fi considerată acţionând ca:

- încărcare uniform distribuită, perpendiculară pe axa CNS, orizontal şi vertical (în cazul elementelor liniare care pot oscila simultan pe cele două direcţii - ţevi, conducte, canale de ventilaţie şi similare);
- încărcare uniform distribuită sau concentrată, perpendiculară pe planul CNS (în cazul elementelor plane verticale sau înclinate - pereţi interiori şi exteriori, faţade cortină şi similare);
- încărcare uniform distribuită sau concentrată în planul CNS (în cazul elementelor plane orizontale - tavane suspendate, pardoseli înălţate);
- forţă concentrată aplicată în centrul de greutate al CNS, pe direcţia cea mai defavorabilă (în cazul elementelor care au trei dimensiuni comparabile - utilaje, echipamente, rezervoare, coşuri de fum şi de ventilaţie şi similare).

10.3.1.3. Coeficienţi de calcul

10.3.1.3.1. Factorul de importanţă al CNS (γ_{CNS})

(1) Factorul de importanţă al CNS se va lua $\gamma_{CNS} \geq 1,5$, la aprecierea proiectantului şi/sau la solicitarea investitorului/utilizatorului, prin tema de proiectare, pentru următoarele categorii de componente şi pentru legăturilor acestora:

- CNS cu rol esenţial şi de susţinere pentru continuarea funcţionării clădirilor din clasa de importanţă I, sau pentru evacuarea în siguranţă a acestora;
- CNS amplasate pe căile de evacuare şi sistemele de iluminat de rezervă, pentru evacuare, în clădiri din clasa de importanţă II, cu număr mare de persoane;
- recipienţi şi rezervoare care conţin substanţe toxice sau explozibile în cantităţi considerate periculoase pentru siguranţa publică;
- rafturi din spaţii comerciale şi din depozite accesibile publicului.

În cazurile în care CNS nominalizate mai sus sunt suspendate pe pereţi nestructurali, indiferent de materialele din care sunt realizaţi, pe panouri de zidărie înrămată sau pe alte CNS, acest factor de importanţă se aplică şi componentelor nestructurale pe care sunt rezemate şi legăturilor cu acestea.

(2) Pentru toate celelalte categorii de CNS, factorul de importanţă se va lua $\gamma_{CNS} \equiv \gamma_{Ie}$ unde γ_{Ie} este factorul de importanţă al construcţiei.

10.3.1.3.2. Factorul de amplificare dinamică al CNS (β_{CNS})

(1) Factorul de amplificare dinamică al CNS, care depinde de rigiditatea componentei şi de poziţiile şi caracteristicile mecanice ale legăturilor cu elementele de construcţie pe care CNS este rezemată, se va lua cu valorile forfetare din tabelele 10.1 şi 10.2.

10.3.1.3.3. Factorul de comportare al CNS (q_{CNS})

(1) Factorul de comportare al CNS, care depinde de capacitatea deformare şi de absorbţie de energie a CNS şi a legăturilor acesteia cu structura şi este independent de flexibilitatea acestora, se va lua cu valorile forfetare din tabelele 10.1şi 10.2.

Tabelul 10.1 Valorile factorilor β_{CNS} şi q_{CNS} pentru părţi/elemente de construcţie

Categoria şi tipul componentelor nestructurale	β_{CNS}	q_{CNS}
A.1. Elemente ataşate anvelopei construcţiei:		
- dacă sunt rezemate în consolă sau dacă sunt ancorate de structura principală sub nivelul centrului de greutate, indiferent de material, (de exemplu, coşuri de fum sau de ventilaţie, parapeţi, atice)	2,5	1,5
- dacă sunt ancorate peste nivelul centrului de greutate	1,0	2,5
- ornamente, firme, reclame, antene de televiziune şi similare, indiferent de modul de prindere de structura principală	2,5	1,5
A.2. Elemente ale anvelopei		
- pereţi nestructurali exteriori, indiferent de material, rezemaţi în consolă (calcane, frontoane)	2,5	1,5
- pereţi nestructurali exteriori, indiferent de material, şi panouri înrămate din zidărie la faţade	1,0	1,5
- placaje şi finisaje cu elemente şi prinderi ductile	1,0	2,5
- placaje şi finisaje cu elemente şi prinderi fragile	1,0	1,5
- prinderi şi rigidizări ale elementelor anvelopei	1,25	1,0
A.3. Elemente de compartimentare, fixe sau amovibile, inclusiv finisaje şi tâmplării înglobate		
- pereţi nestructurali interiori şi panouri înrămate din zidărie simplă	1,0	2,5
- pereţi nestructurali interiori şi panouri înrămate din zidărie simplă care nu sunt fixaţi de structură la partea superioară,	2,5	2,5
- parapeţi interiori din zidărie simplă rezemaţi în consolă sau fixaţi sub nivelul centrului de greutate	2,5	2,5
- parapeţi interiori din zidărie simplă fixaţi peste nivelul centrului de greutate	1,0	2,5
- elemente de compartimentare interioară din alte materiale decât zidăria	1,0	2,5
A.4 Tavane suspendate	1,0	2,5
A.5. Pardoseli înălţate		
- sisteme simple	1,0	1,5
- sisteme speciale	1,0	2,5
A.6. Garduri de incintă	2,5	2,5

Tabelul 10.2 Valorile factorilor β_{CNS} şi q_{CNS} pentru instalaţii, echipamente şi mobilier

Categoria şi tipul componentelor nestructurale	β_{CNS}	q_{CNS}
B. Instalaţii		
B.1 Instalaţii sanitare (alimentare cu apă, evacuarea apelor uzate)		
- sisteme de conducte din materiale deformabile cu prinderi flexibile	2,5	6,0
- sisteme de conducte din materiale fragile (fontă, sticlă, plastic neductil)	2,5	3,0
B.2 Instalaţii electrice/iluminat		
- sisteme de cabluri principale suspendate	2,5	6,0
- sisteme de cabluri principale montate rigid	1,0	2,5
- echipamente electrice	1,0	2,5
- corpuri de iluminat	1,0	1,5
B.3 Instalaţii de condiţionare/încălzire & ventilaţie		
- echipamente montate în exterior	2,5	6,0
- echipamente izolate cu neopren împotriva vibraţiilor	2,5	2,5
- echipamente izolate cu arcuri împotriva vibraţiilor	2,5	2,0
- echipamente neizolate împotriva vibraţiilor	1,0	2,5
- echipamente montate pe conducte	1,0	2,5
- alte echipamente	1,0	2,5
B.4 Instalaţii speciale cu utilaje care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate		
- boilere, cazane	1,0	2,5
- vase de presiune rezemate pe manta sau aşezate liber	1,0	2,5
C. Echipamente electromecanice		
- ascensoare şi scări rulante	1,0	2,5
D.Mobilier		
- mobilier din unităţi medicale, de cercetare, inclusiv sistemele de computere;	1,0	1,5

mobilier de birou (rafturi,clasoare, dulapuri)		
- mobilier şi exponate din muzee de interes naţional	1,0	1,0
- mobilier şi dotări speciale din construcţii din clasa de importanţă IV: (panouri de comandă ale dispeceratelor din servicii de urgentă, din unităţi de pompieri, poliţie, centrale telefonice, echipamente din staţii de radiodifuziune/televiziune)	1,0	1,0
- rafturi din oţel din magazine şi din depozite accesibile publicului ($T_0 \leq 0,06$ s)	1,0 (*)	4,0
- rafturi din oţel din magazine şi din depozite accesibile publicului ($T_0 \geq 0,06$ s)	2,5 (*)	4,0
(*) rafturi montate peste cota ± 0,00. Pentru rafturile montate la cota ± 0,00 sau mai jos a se vedea 10.3.1.2.		

10.3.2. Determinarea deplasărilor laterale pentru calculul CNS

10.3.2.1. Deplasări laterale pentru calculul la starea limită ultimă (ULS)

(1) CNS care sunt legate la două cote de nivel diferite, pe aceiaşi structură/acelaşi tronson (A), vor fi proiectate pentru a prelua deplasarea relativă $d_{r,CNS}$ dată de relaţia:

$$d_{r,CNS} = d_{sxA} - d_{syA} \leq (X - Y)\frac{d_{aA}}{h_{etA}} \qquad (10.3)$$

(2) CNS care sunt legate la două cote de nivel diferite pe două structuri/două tronsoane diferite (A şi B) vor fi proiectate pentru a prelua deplasarea relativă $d_{r,CNS}$ dată de relaţia

$$d_{r,CNS} = |d_{sxA}| + |d_{syB}| \leq \frac{Xd_{aA}}{h_{etA}} + \frac{Yd_{aB}}{h_{etB}} \qquad (10.4)$$

(3) În formulele (10.3) şi (10.4) s-a notat:

- d_{sxA} deplasarea construcţiei A, la nivelul "x";
- d_{syA} deplasarea construcţiei A, la nivelul "y";
- d_{syB} deplasarea construcţiei B, la nivelul "y";
- X cota punctului superior de prindere de la nivelul "x", măsurată de la baza structurii (secţiunea teoretică de încastrare);
- Y cota punctului inferior de prindere de la nivelul "y", măsurată de la baza structurii;
- d_{aA}, d_{aB} deplasările relative de nivel admisibile pentru construcţia A şi respectiv, construcţia B, definite conform art.4.6.3.2;
- h_{etA}, h_{etB} înălţimile de etaj folosite pentru calculul deplasărilor relative de nivel la construcţia A şi, respectiv, la construcţia B.

Deplasările d_s din relaţiile (10.3) şi (10.4) se calculează cu relaţia (4.20).

10.3.2.2. Deplasări laterale pentru calculul la starea limită de serviciu (SLS)

(1) Deplasările d_s din relaţiile (10.3) şi (10.4) se calculează cu relaţia (4.19).

(2) Factorul υ, din relaţia (4.19), definit conform 4.6.3.2., se va lua după cum urmează:

(iii) $\upsilon = 0,7$ pentru :

- elementele ataşate anvelopei (A1) amplasate pe faţadele către spaţiile publice (strada) sau către alte spaţii în care este posibilă prezenţa unui număr

mare de persoane (curţi interioare ale şcolilor, atriumuri, etc.) pentru clădirile din toate clasele de importanţă;

- sistemele de conducte care sunt fixate pe două tronsoane adiacente în cazul clădirilor din clasele de importanţă I şi II;

(iv) υ= 0,5 pentru toate celelalte categorii de CNS din clădirile din clasa de importanţă III

(v) υ = 0,4 pentru toate celelalte categorii de CNS din clădirile din clasele de importanţă I şi II

10.4. Condiţii generale pentru proiectarea seismică a componentelor nestructurale

10.4.1. Legăturile CNS

10.4.1.1. Principii generale de proiectare a legăturilor CNS

(1) CNS proiectate pentru a rezista acţiunii seismice, vor fi prinse de elemente şi/sau subsisteme structurale, sau, după caz, de alte CNS, astfel încât eforturile de proiectare ($N_{Ed,CNS}$, $M_{Ed,CNS}$,$V_{Ed,CNS}$) determinate cu încărcările stabilite conform 10.9.2, pentru cutremurul de proiectare, să fie transmise, în totalitate, elementelor structurale principale sau secundare ale clădirii.

(2) Legăturile CNS vor fi proiectate, de regulă, astfel încât să poată prelua deplasările relative ale structurii cu valorile determinate conform 10.9.3; dacă această condiţie nu este satisfăcută, la proiectarea CNS se va ţine seama şi de eforturile asociate deformaţiilor şi/sau deplasărilor împiedicate.

(3) Legăturile vor avea suficientă rezistenţă şi rigiditate şi vor fi alcătuite astfel încât să asigure transferul direct al forţelor seismice şi gravitaţionale aferente de la CNS la elementele structurale principale sau secundare ale clădirii sau la o altă CNS, care, la rândul său, trebuie să fie legată direct (nemijlocit) de elementele structurale principale sau secundare ale clădirii.

(4) Legăturile CNS cu elementele structurii principale, sau cu alte CNS, vor avea suficientă ductilitate pentru a asigura capacitatea de deformare necesară pentru preluarea deplasărilor relative ale etajelor determinate conform art.10.9.3.

(5) Legăturile CNS cu elementele structurii principale, sau cu alte CNS, pot fi realizate prin orice procedeu tehnic, verificat în practică, care asigură blocarea sau limitarea deplasărilor, în ambele sensuri, pe direcţiile tuturor gradelor de libertate ale CNS (monolitizarea armăturilor, sudură, buloane, etc).

(6) Efectul frecării datorat greutăţii proprii a CNS nu va fi luat în considerare pentru transmiterea forţelor seismice corespunzătoare CNS la structura clădirii, sau la altă CNS.

(7) Eforturile secţionale pentru verificarea rezistenţei, a stabilităţii şi a rigidităţii elementelor de construcţie (structurale sau nestructurale) pe care sunt fixate/rezemate CNS vor include şi eforturile secţionale suplimentare date de forţele de legătură.

(8) Pentru clădirile încadrate în clasa de importanţă I legăturile CNS esenţiale şi a celor cu rol de susţinere vor fi proiectate pentru a asigura limitarea deformaţiilor/deplasărilor la valorile prevăzute de documentaţia tehnică respectivă.

10.4.1.2. Calculul şi alcătuirea legăturilor între CNS şi elementele de rezemare

(1) Forţele de proiectare pentru ancore, vor fi determinate cu încărcările de proiectare ale CNS conform 10.9.2 considerând efectele acţiunii seismice majorate cu 30%.

(2) Pentru calculul eforturilor în ancore se va ţine seama şi de condiţiile probabile de instalare, inclusiv efectele defavorabile ale excentricităţilor de montare.

(3) Pentru legăturile cu ancore înglobate în beton sau în zidărie, indiferent de procedeul de fixare a acestora (ancore chimice sau mecanice), eforturile capabile ale legăturii vor fi mai mari cu 30% decât eforturile capabile ale CNS care se fixează.

(4) În cazul în care legăturile se realizează cu elemente cu lungime de ancoraj mică (ancore cu $L_a \leq 8d$) forţele seismice care acţionează asupra CNS vor fi calculate folosind, în relaţia (10.1), factorul de comportare $q_{CNS} = 1,5$.

(5) Bolţurile montate prin împuşcare nu vor fi folosite ca ancore solicitate la întindere pentru CNS în construcţiile situate în zonele seismice cu $a_g \geq 0,15g$.

10.4.2. Interacţiunile CNS

10.4.2.1. Interacţiuni cu elementele/subsistemele structurale

(1) Interacţiunile CNS cu elementele structurale principale şi secundare vor fi controlate astfel încât efectele lor reciproce să nu producă distrugerea prematură a elementelor structurale ca urmare a modificării schemei statice (de exemplu, prin formarea stâlpilor scurţi) sau prin introducerea unor eforturi suplimentare în elementele structurii (de exemplu, avarierea nodurilor în cazul panourilor din zidărie înrămate în cadre).

10.4.2.2. Interacţiuni cu alte CNS

(1) Interacţiunile diferitelor CNS şi efectele lor reciproce trebuie controlate astfel încât distrugerea/avarierea unei CNS să nu provoace avarierea, distrugerea sau ieşirea din funcţiune a unui ansamblu de CNS sau a unei CNS de nivel superior (pe care îl susţin/îl deservesc).

10.5. Proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale (A)

10.5.1. Condiţii generale de proiectare seismică

(1) Componentele arhitecturale nestructurale enumerate la art.10.1.2.(2), pct.A şi legăturile acestora trebuie să reziste încărcărilor corespunzătoare cutremurului de proiectare calculate conform paragrafului 10.9.2 şi să preia deplasările calculate conform 10.9.3.

10.5.1.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale din zidărie (Az)

(1) Componentele arhitecturale nestructurale din zidărie din clădirile curente sunt:

- elemente ataşate anvelopei - coşuri de fum şi de ventilaţie, parapete, atice, cornişe şi similare (A1z)
- pereţi de închidere - (A2z)

- pereţi de compartimentare - interiori - (A3z)

(2) Peretii nestructurali din zidărie de închidere (A2z) şi de compartimentare (A3z) sunt definiţi după cum urmează :

(a) **Perete nestructural**: perete care nu face parte din structura principală a clădirii; acest tip de perete poate fi suprimat fără să prejudicieze integritatea restului structurii.

Peretele nestructural, indiferent de materialul din care este executat, va fi proiectat pentru a prelua următoarele încărcări din gruparea fundamentală (GF- conform Codului CR 0) şi din gruparea seismică (GS - conform Codului CR 0)

(i) greutatea proprie;

(ii) greutatea obiectelor suspendate pe perete;

(iii) încărcările perpendiculare pe plan din acţiunea oamenilor şi a cutremurului.

(b) **Perete (panou) înrămat**: perete (panou) înglobat într-un cadru de beton armat/oţel, care nu face parte din structura principală, dar care, în anumite condiţii, contribuie la rigiditatea laterală a clădirii şi la disiparea energiei seismice; suprimarea în timpul exploatării clădirii sau crearea de goluri de uşi/ferestre într-un perete de zidărie înrămat se va face numai pe baza unei justificări prin calcul (expertiză tehnică) şi cu măsuri constructive adecvate.

Acest tip de perete va fi proiectat pentru a prelua solicitările provenite din gruparea fundamentală (GF- conform Codului CR 0) şi din gruparea seismică (GS - conform Codului CR 0):

(i) greutatea proprie;

(ii) greutatea obiectelor suspendate;

(iii) încărcările perpendiculare pe plan din acţiunea oamenilor, a cutremurului şi a vântului (în cazul panourilor de faţadă).

(iv) interacţiunea cu cadrul, în situaţia de proiectare seismică;

(3) Pentru executarea tuturor componentelor arhitecturale nestructurale din zidărie se pot folosi elementele pentru zidărie menţionate în tabelul 8.1.

- elemente pentru zidărie pline din argilă arsă sau din BCA din grupa 1;
- elemente pentru zidărie din argilă arsă cu goluri verticale din grupa 2, cu max. 55% goluri verticale şi cu grosimea pereţilor exteriori $\geq$ 8 mm şi a pereţilor interiori $\geq$ 5 mm
- elemente pentru zidărie din argilă arsă cu goluri verticale din grupa 2S

Elementele pentru zidărie pot avea orice formă a feţelor de capăt (plană, cu locaş pentru mortar, cu "nut şi feder/lambă şi uluc"). Elementele din clasa de densitate LD nu se vor folosi pentru zidării de faţadă neprotejate cu tencuială.

(4) Utilizarea elementelor pentru zidărie din argilă arsă cu goluri orizontale realizate la turnare nu este permisă pentru executarea pereţilor nestructurali şi a panourilor de zidărie înrămată, indiferent de acceleraţia terenului pentru proiectare a_g şi de înălţimea clădirii, cu excepţia anexelor gospodăreşti şi a construcţiilor provizorii.

(5) Pentru executarea tuturor elementelor nestructurale de construcţie din zidărie, în clădiri din clasele de importanţă I şi II, indiferent de acceleraţia terenului pentru proiectare a_g, se vor folosi numai elemente pentru zidărie din categoria I, definită conform Codului CR 6, art. 1.3.3. Pentru clădirile din clasele de importanţă III şi IV şi pentru anexe gospodăreşti şi construcţii provizorii pot fi folosite şi elemente pentru zidărie din categoria II (cu excepţia zidăriilor care rămân aparente).

(6) Pentru executarea tuturor componentelor nestructurale din zidărie se poate folosi mortar de utilizare generală (G), mortar pentru rosturi subţiri (T) şi mortar uşor (L) toate cu rezistenţa la compresiune ≥ M2,5. Pentru componentele nestructurale din clădirile din clasele de importanţă I şi II nu se permite folosirea mortarului preparat la şantier; pentru acestea se va folosi numai mortar (G) sau (T) cu rezistenţa la compresiune M ≥5,0. În toate cazurile, folosirea mortarelor (T) şi (L) se va face conform instrucţiunilor tehnice ale producătorului şi pentru calcul rezistenţei zidăriei se vor folosi valorile rezistenţelor declarate de acesta.

(7) Pentru proiectarea seismică a tuturor componentelor nestructurale din zidărie pentru care se cere calculul seismic conform 10.2(4), rezistenţele elementelor pentru zidărie la compresiune perpendicular pe rostul de aşezare (f_b) şi paralel cu rostul de aşezare (f_{bh}) şi rezistenţele de aderenţă, vor fi alese de proiectant astfel încât în asociere cu mortarul prevăzut în proiect (G,T sau L), rezistenţele zidăriei la compresiune (f_k şi f_{kh}), la forfecare (f_{vk0}) şi la încovoiere perpendicular pe plan (f_{xk1} şi f_{xk2}) să asigure preluarea efectelor încărcărilor din gruparea seismică de proiectare calculate conform 10.9.2. cu coeficienţii parţiali de siguranţă γ_M stabiliţi la 10.9.5.(3).

(8) Proprietăţile de rezistenţă şi fizico- chimice ale materialelor pentru zidărie şi dimensiunile elementelor realizate cu acestea trebuie să asigure şi satisfacerea cerinţelor aplicabile construcţiilor şi cerinţele de durabilitate stabilite prin tema de proiectare.

10.5.2. Proiectarea seismică a elementelor de construcţie ataşate anvelopei

10.5.2.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a elementelor de construcţie din zidărie ataşate anvelopei (A1z)

(1) Elementele de zidărie minore, cu dimensiuni şi mase reduse: coşuri de fum/ventilaţie, atice, parapeţi la balcoane sau scări, care sunt rezemate în consolă, pe acoperişul sau pe planşeele clădirilor, indiferent de alcătuirea constructivă a acestora, vor fi calculate, alcătuite şi detaliate pentru a-şi menţine stabilitatea şi integritatea fizică sub efectul încărcărilor din gruparea seismică de proiectare calculate conform 10.9.2.

(2) Stabilitatea elementelor de zidărie minore, menţionate la (1) pentru efectul acţiunii seismice perpendiculară pe plan va fi asigurată, indiferent de tipul elementelor pentru zidărie (argilă arsă sau BCA) şi al mortarului folosit, prin una dintre următoarele măsuri sau o combinaţie a acestora:

(a) respectarea raportului înălţime/grosime maxim h/t ≤ 8;

(b) pilaştri / îngroşări locale din zidărie,

(c) stâlpişori intermediari din beton armat cu armături ancorate în elementele structurii principale (centuri sau plăci) sau în stâlpişorii nivelului inferior;

(d) centuri de beton armat turnate la partea superioară.

(3) Stabilitatea coşurilor de fum sau de ventilaţie din zidărie va fi asigurată prin:

- acoperirea zidăriei cu tencuieli armate cu barele verticale ancorate în planşeul de la ultimul nivel; armăturile vor fi determinate prin calcul pentru forţa seismică de proiectare stabilită conform 10.3.1.
- bordarea exterioară cu profile laminate ancorate în planşeu şi acoperite cu tencuială;
- ancorarea coşurilor, peste jumătatea înălţimii, cu tiranţi prinşi de bride metalice şi fixaţi în planşeul ultimului nivel.

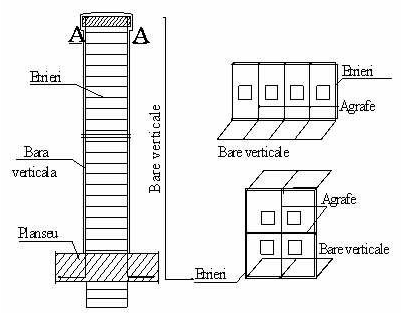


Figura 10.1. Asigurarea stabilităţii coşurilor din zidărie

(4) Elementele de zidărie majore - cu dimensiuni şi mase mari - (calcane, frontoane, timpane) care lucrează în consolă, peste nivelul ultimului planşeu, vor fi asigurate împotriva răsturnării sub actiunea cutremurului prin:

- ancorare de şarpanta clădirii dacă, prin alcătuire şi dimensionare, şarpanta are rezistenţă şi rigiditate suficiente pentru a prelua forţelor de răsturnare;
- continuarea stâlpişorilor de la etajul inferior;
- prevederea specială a unor stâlpişori de beton armat în zidăria de la ultimul nivel al clădirilor din **ZNA** dacă armăturile stâlpişorilor din elementele în consolă nu pot fi ancorate în centurile ultimului planşeu;
- legarea stâlpişorilor cu o centură de beton armat la partea superioară; dacă zidăria în consolă are înălţime mai mare - orientativ peste 2,0 m - se va prevedea şi o centură intermediară pentru fragmentarea panoului.

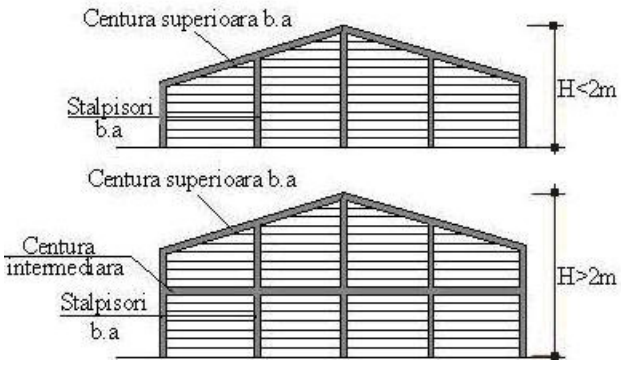
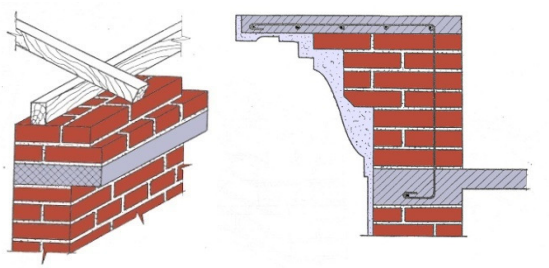


Figura 10.2. Asigurarea stabilităţii elementelor majore din zidărie de la faţade

(5) Dimensiunile stâlpişorilor prevăzuţi pentru asigurarea stabilităţii, distanţele între aceştia şi armăturile lor se vor determina prin calcul pentru eforturile provenite din gruparea seismică de încărcări.

(6) Cornişele şi brâiele, care depăşesc planul zidăriei cu cel mult jumătate din grosimea peretelui se realizează cu elemente de tip HD prin scoaterea în consolă a cărămizilor, în trepte de cel mult 1/4 din cărămidă la fiecare rând. Pentru cornişele care depăşesc faţa peretelui exterior cu mai mult de jumătate din grosimea acestuia sau la care cărămizile unui rând ies în consolă cu mai mult de 10 cm, în proiect se vor prevedea măsuri speciale de ancorare.

(7) Se poate utiliza şi detaliul de cornişă reazemată pe o placă de beton armat monolit sau prefabricat; aceasta placă este susţinută cu popi până la întărirea zidăriei cornişei. În cazul în care placa cornişei nu este în acelaşi plan cu ultimul planşeu al clădirii, cornişa se ancorează cu bare din oţel-beton petrecute în rosturile verticale ale zidăriei. (fig.10.3b). Aceste armături se dimensionează pentru forţa seismică orizontală corespunzătoare masei cornişei considerată ca acţionând la vârful acesteia în ambele sensuri.



(a) (b)

Figura 10.3. Detalii de realizare a cornişelor din zidărie

(8) In cazul în care cornişa are o deschidere mare, aceasta se va realiza din beton armat monolit sau prefabricat conform detaliilor din figura 10.4. În acest caz, pentru dimensionare se va ţine seama şi de efectul forţei seismice verticale.

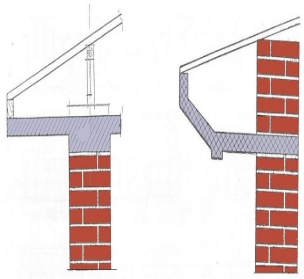


Figura 10.4. Exemple de cornişe cu deschidere mare

10.5.3. Proiectarea seismică a pereţilor nestructurali de închidere (A2) şi de compartimentare (A3)

(1) Pereţii de închidere (A2) şi de compartimentare (A3), indiferent de materialul din care sunt realizaţi, vor fi calculaţi, alcătuiţi şi detaliaţi pentru acţiunea seismică numai în cazurile în care se încadrează în condiţiile de la 10.2(4). Aceşti pereţi trebuie să reziste:

- forţei seismice perpendiculară pe planul peretelui calculată cu relaţia (10.1) în care masa peretelui va include şi masa în exploatare a mobilierului sau altor echipamente sau instalaţii suspendate de perete.
- eforturilor rezultate din interacţiunea cu structura (în funcţie de modul de prindere).

10.5.3.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a pereţilor de închidere (A2z) şi de compartimentare (A3z) din zidărie

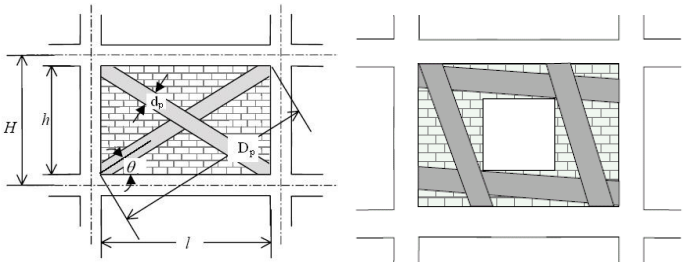
(1) Pereţii nestructurali din zidărie (A2z) şi (A3z) pot fi:

- pereţi nestructurali înrămaţi în cadre de beton armat / oţel
- pereţi nestructurali care nu sunt înrămaţi în cadre de beton armat / oţel

10.5.3.1.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a pereţilor de închidere (A2z) şi de compartimentare (A3z) din zidărie înrămaţi în cadre de beton armat/oţel

(1) Pereţii de zidărie înrămată pot fi utilizaţi pentru toate zonele seismice şi pentru orice regim de înălţime, ca pereţi de închidere (A2z) sau de compartimentare (A3z) , dacă sunt satisfăcute cerinţele privitoare la cadre din Codurile respective (beton armat sau oţel), din acest Cod, capitolul 5, şi regulile privitoare proiectarea panourilor de zidărie înrămată pentru situaţia de proiectare persistentă şi pentru situaţia de proiectare tranzitorie din Codul CR 6.

(2) Pereţii din zidărie înrămată, executaţi după turnarea/montarea cadrelor de beton armat sau de oţel, vor fi introduşi în modelul de calcul pentru ansamblul structurii şi vor fi calculaţi conform acestui Capitol, numai dacă sunt panouri pline sau cu un gol de uşă / fereastră pentru care se poate identifica un sistem de diagonale comprimate care transmit eforturile la cadru.



(a) Panou plin (b) Panou cu gol de fereastră

Figura 10.5. Zidărie înrămată în cadre .Sisteme de diagonale comprimate

(3) Pentru structurile alcătuite din cadre din beton armat sau din oţel, în modelul de calcul pentru situaţia de proiectare seismică, se va ţine seama de următoarele efecte *nefavorabile* posibile ale panourilor de zidărie înrămată:

- modificarea regularităţii structurale în plan şi pe verticală şi reducerea, în consecinţă, a factorului de comportare "q" pentru ansamblul structurii precum şi a condiţiilor de aplicabilitate a metodelor de calcul pentru determinarea forţei seismice de bază;
- modificarea distribuţiei eforturilor secţionale în subansamblurile structurale verticale ca urmare a creşterii momentului de răsucire prin modificarea poziţiei centrului de rigiditate în raport cu centrul de masă;
- modificarea schemei geometrice de calcul (modificarea lungimilor şi/sau a condiţiilor de rezemare ale barelor cadrului);
- eforturi locale date de interacţiunea cadru + panou (în particular la nodurile cadrului şi la colţurile panoului).

(4) Datorită incertitudinilor legate de realizarea efectivă la execuţie a conlucrării dintre cadre şi panouri şi a lipsei unor rezultate experimentale concludente, în modelul

de calcul pentru proiectarea seismică a clădirilor noi nu se va ţine seama de efectele ***favorabile*** posibile ale panourilor de zidărie înrămată. Efectul favorabil al acestor zidării va fi luat în considerare numai pentru evaluarea siguranţei clădirilor existente conform Codului P 100-3, în funcţie de răspunsul seismic efectiv al clădirilor respective .

(5) Dimensiunile panourilor înrămate din zidărie nearmată vor fi limitate astfel:

- aria panoului rezemat pe patru laturi : $A_p = h_p \times l_p \leq 18{,}0\ m^2$
- aria panoului rezemat pe trei laturi (fără stâlpişor pe latura verticală liberă): $A_p \leq 12{,}0\ m^2$
- înălţimea panoului : $h_p \leq 3{,}50$ m
- lungimea panoului: $l_p \leq 6{,}00$ m

Pentru cazurile în care cerinţele proiectului de arhitectură impun dimensiuni superioare, panourile vor fi fragmentate prin introducerea unor stâlpişori şi centuri din beton armat

(6) Forţele seismice de proiectare care acţionează în planul panourilor de zidărie înrămată în cadre se calculează considerând ansamblul format din cadru şi panourile din zidărie modelat ca un sistem triangulat, cu diagonale articulate la capete în nodurile cadrului. Lăţimea activă a diagonalei (d_p) va fi luată egală cu $d_p = 0{,}10D_p$, unde D_p este lungimea diagonalei panoului din zidărie (figura 10.5).

(7) Forţele seismice de proiectare care acţionează perpendicular pe planul pereţilor de zidărie înrămată în cadre de beton armat şi de oţel, se determină în conformitate cu prevederile de la 10.3, cu factorii β_{CNS} şi q_{CNS} pentru panourile de faţadă (A2z) şi pentru panourile interioare (A3z) din tabelul 10.1.

(8) În cazul în care rezistenţa panourilor din zidărie nearmată nu satisface cerinţa de siguranţă conform 10.9.7. pentru grosimile curente ale pereţilor de zidărie şi pentru rezistenţele curente ale materialelor (elemente şi mortare), se vor lua următoarele măsuri:

- dimensiunile panoului vor fi reduse prin introducerea unor stâlpişori de beton armat, suplimentari faţă de cei introduşi pentru bordarea golurilor; distanţa între stâlpişori se stabileşte prin calcul pentru satisfacerea relaţiei (10.15)
- zidăria va fi placată cu tencuială armată cu plase din oţel, grile polimerice sau polimeri armaţi cu fibre (FRP)
- se adoptă pentru pereţii respectivi o altă rezolvare constructivă/ alte materiale.

10.5.3.1.2. Condiţii pentru proiectarea seismică a pereţilor nestructurali de închidere din zidărie (A2z) care nu sunt înrămaţi în cadre de beton armat /oţel

(1) Pereţii exteriori nestructurali, care nu sunt înrămaţi în cadre (de exemplu, pereţi rezemaţi pe console, pereţi cu goluri mari pentru care nu se realizează sistemul de diagonale din figura 10.5), executaţi din zidărie de cărămidă/blocuri din argilă arsă sau din BCA vor fi proiectaţi pentru a rezista efectelor:

(a) acţiunii seismice perpendiculară pe plan ;

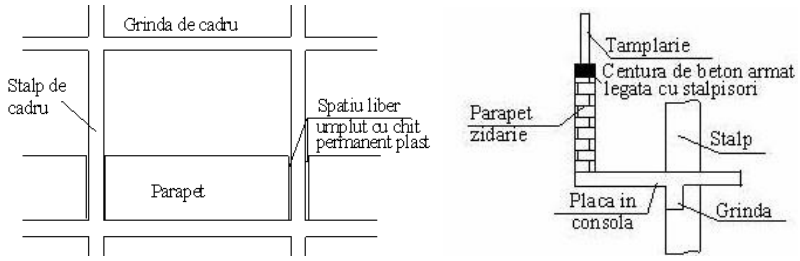
(b) presiunii vântului;

(c) deplasărilor relative de nivel determinate conform acestui Capitol.

(2) Dimensiunile maxime ale panourilor de zidărie nearmată, neînrămate în cadre, vor fi cu 20% mai mici decât limitele date la 10.5.3.1.1.(5). Pentru cazurile în care cerinţele proiectului de arhitectură impun dimensiuni superioare, panourile vor fi fragmentate prin introducerea unor stâlpişori şi centuri din beton armat

(3) Pereţii exteriori executaţi din zidărie menţionaţi la (1), indiferent de tipul elementelor pentru zidărie, vor fi prevăzuţi, la colţuri şi alăturat golurilor, cu stâlpişori ancoraţi în structura principală şi cu centuri. Bordarea golurilor se aplică pentru clădirile din toate clasele de importanţă, pentru goluri cu suprafaţa $\geq 2{,}50$ m^2 în zonele seismice cu $0{,}15g \leq a_g \leq 0{,}25g$ şi pentru goluri cu suprafaţa $\geq 1{,}50$ m^2 pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}30g$..

(4) Pentru proiectarea pereţilor nestructurali, înrămaţi sau neînrămaţi, care sunt susţinuţi pe elemente structurale în consolă sau pe grinzi cu deschideri mari se va ţine seama de efectul deformaţiilor verticale ale consolei/grinzii produse de mişcarea seismică (inclusiv de deformaţiile datorite rotirii nodului din secţiunea de reazem).



(a) Parapet în planul structurii (b) Parapet la balcon (pe consolă)

Figura 10.6. Măsuri constructive pentru parapeţi din zidărie

(5) Pereţii de faţadă alcătuiţi din două straturi de zidărie cu gol interior vor fi prevăzuţi cu ancore de solidarizare conform prevederilor din SR EN 1996-1-1. Ancorele vor respecta prevederile SR EN 845-1 .

Numărul şi dimensiunile ancorelor se vor stabili prin calcul cu valorile minime:

- zone seismice cu $a_g = 0{,}10g$ → 2 ancore/m^2 de perete
- zone seismice cu $0{,}15g$ şi a_g $0{,}20g$ → 3 ancore/m^2 de perete
- zone seismice cu $a_g \geq 0{,}25g$ → 4 ancore/m^2 de perete

Ancorele vor fi protejate împotriva coroziunii conform Codului CR 6.

Nu se permite legarea straturilor cu cărămizi aşezate transversal.

(6) În cazul în care rezistenţa panourilor din zidărie nearmată nu satisface cerinţa de siguranţă conform 10.9.7. pentru grosimile curente ale pereţilor de zidărie şi pentru rezistenţele curente ale materialelor (elemente şi mortare) se va lua una dintre măsurile propuse la 10.5.3.1.1.(9).

(7) Pereţii nestructurali exteriori alcătuiţi din două straturi zidărie cu gol interior de aer (faţade ventilate) vor fi proiectaţi conform reglementărilor specifice.

10.5.3.1.3. Condiţii pentru proiectarea seismică a pereţilor de compartimentare din zidărie (A3z) care nu sunt înrămaţi în cadre de beton armat/oţel

(1) Pereţii depărţitori trebuie să aibă capacitate de rezistenţă suficientă pentru a prelua încărcările din gruparea seismică şi deplasările relative de nivel admise pentru structura principală conform tabelului E2 din acest Cod.

(2) Stabilitatea laterală a pereţilor de compartimentare se va asigura prin ţesere cu pereţii adiacenţi sau prin legături cu bare de oţel cu elementele de beton armat adiacente

(3) Momentele încovoietoare în panoul de perete date de acţiunea seismică perpendiculară pe plan vor fi calculate conform prevederilor din Codul CR 6, cap.6.4 având în vedere condiţiile concrete de fixare la extremităţile peretelui. Rezistenţa acestor pereţi la încovoiere perpendicular pe plan va fi calculată conform CR 6, art.6.6.5.

(4) În cazul în care rezistenţa pereţilor despărţitori din zidărie nearmată, inclusiv a panourilor înrămate în cadre, nu satisface cerinţa de siguranţă conform 10.9.7. se vor lua următoarele măsuri:

- dimensiunile panoului vor fi reduse prin introducerea unor stâlpişori de beton armat, suplimentari faţă de cei introduşi pentru bordarea golurilor; distanţa între stâlpişori se stabileşte prin calcul pentru satisfacerea relaţiei (10.13)
- zidăria va fi placată cu tencuieli armate cu plase din oţel, grile polimerice sau polimeri armaţi cu fibre (FRP)
- se modifică soluţia constructivă pentru pereţii respectivi

(5) Pereţii despărţitori fixaţi la nivelul tavanului suspendat precum şi orice alţi pereţi despărţitori mai înalţi de 2,00 m, indiferent de materialul din care sunt realizaţi, vor fi fixaţi lateral de structura principală, independent de sistemul de fixare al tavanului suspendat. La clădirile cu structura din cadre, legăturile nu vor favoriza producerea situaţiilor de tip stâlp scurt.

(6) Dispunerea în plan a elementelor de fixare laterală şi dimensionarea acestora se va face în aşa fel încât deplasările laterale ale capetelor superioare ale pereţilor să fie compatibile cu deplasările laterale ale tavanului suspendat din încăperea respectivă .

(7) Pereţii interiori nestructurali pot fi executaţi din zidărie simplă dacă eforturile unitare normale sunt mai mici, cel mult egale, cu rezistenţele de proiectare la întindere din încovoiere perpendicular pe planul peretelui (f_{xd1},f_{xd2}).

(8) În zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}25$ g, indiferent de rezultatele calculului, legătura pereţilor interiori nestructurali cu pereţii de zidărie transversali sau cu stâlpii/

pereţii de beton armat va fi armată cu cel puţin două bare Φ 6 mm oţel cu f_{yd}=210 N/mm^2.

(9) În cazul în care eforturile unitare normale din încovoiere perpendicular pe planul peretelui au valori mai mari decât valorile de proiectare, f_{xd1},f_{xd2}, se pot adopta următoarele soluţii:

- peretele se armează în rosturile orizontale dacă, din calcul, rezultă că ruperea se produce în plan perpendicular pe rosturile orizontale în câmpul peretelui şi la reazeme; această soluţie este recomandată în special în cazul pereţilor realizaţi cu elemente cu îmbinare verticală mecanică - nut şi feder;
- dimensiunile panoului se reduc prin centuri şi stâlpişori intermediari astfel încât eforturile unitare efective să devină mai mici decât rezistenţele unitare de proiectare; centurile şi stâlpişorii vor fi ancoraţi de structura principală şi vor fi dimensionaţi pentru a prelua încărcările laterale ale panourilor de zidărie (distanţele L_i şi H_i se stabilesc prin calcul).

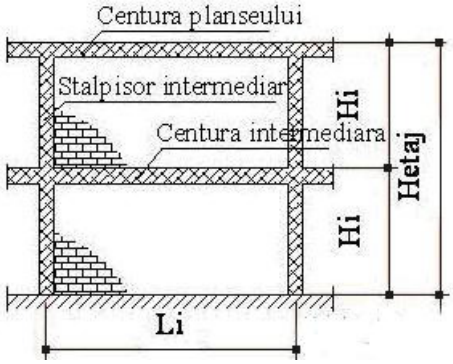


Figura 10.7. Centuri şi stâlpişori intermediari la pereţi nestructurali

(10) Pereţii despărţitori din zidărie care nu pot fi fixaţi la nivelul tavanului (pereţii cu înălţime mai mică decât cea a etajului - la grupurile sanitare, de exemplu) vor fi legaţi între ei şi lateral de structura principală. Legătura se va realiza prin ţesere sau cu piese metalice-bolţuri împuşcate - dacă elementele laterale sunt stâlpi/pereţi din beton armat. La partea superioară a pereţilor se va turna o centură din beton armat dimensionată pentru a prelua şi transmite la structura principală eforturile din încărcările normale pe planul peretelui. Armăturile centurii vor fi ancorate corespunzător în elementele de beton sau în zidăria pereţilor adiacenţi.

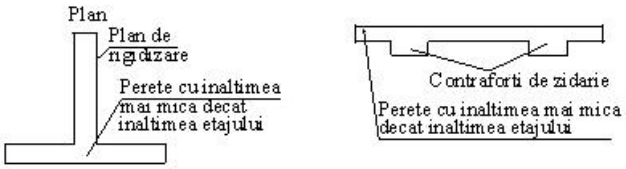


Figura 10.8. Asigurarea stabilităţii pereţilor nestructurali cu înălţimea mai mică decât cea a etajului

10.5.3.2. Condiţii pentru proiectarea seismică a faţadelor prefabricate din beton

(1) Pereţii exteriori nestructurali executaţi din panouri prefabricate din beton, montate după executarea structurii principale, vor fi rezemaţi direct pe elementele structurii principale sau vor fi legaţi de aceasta cu ancore sau cu alte dispozitive care vor respecta cerinţele de la 10.4.1. şi, în plus, următoarele reguli:

- legăturile şi rosturile între panouri trebuie să permită deplasări relative de nivel cel puţin egale cu deplasarea de nivel calculată sau cel puţin 15 mm;
- legăturile care asigură deplasarea liberă în planul panoului, în limitele deplasării relative de nivel calculată, vor fi realizate folosind găuri ovalizate, fante, legături care permit deplasări prin încovoierea unor piese de oţel, sau orice alt sistem care asigură capacitatea de deplasare necesară şi ductilitatea corespunzătoare;
- corpul ancorelor/conectorilor trebuie să aibă suficientă deformabilitate şi capacitate de rotire pentru a preveni ruperea betonului/zidăriei la deformaţii mici sau în zona prinderilor sudate;
- toate piesele sistemelor de fixare vor fi dimensionate conform art.10.4.1.;
- mărimea deformaţiei perpendiculare pe plan a pereţilor exteriori nestructurali, produse de forţele seismice de calcul, nu va depăşi deformaţia admisibilă a panoului stabilită în funcţie de geometria, proprietăţile mecanice ale materialelor constitutive, de schema statică a sistemului de legare de structura principală şi de tipul finisajului;
- sticla înglobată în ferestrele obişnuite şi sticla vitrinelor se va proiecta şi monta în conformitate cu prevederile art.10.5.3.3.

10.5.3.3. Condiţii pentru proiectarea seismică a faţadelor vitrate

(1) Scheletul metalic al faţadelor cortină, ramele vitrinelor şi ferestrelor şi legăturile acestora cu structura principală vor fi proiectate pentru a prelua deplasările relative de nivel ale structurii rezultate din calculul structurii, fără deformaţii permanente şi fără deteriorarea sticlei şi a pieselor de etanşare.

(2) Sticla părţilor vitrate ale faţadelor trebuie să satisfacă cerinţa referitoare la limitarea deplasării relative de nivel dată de relaţia:

$$d_{ra}(\,sticla\,) \geq 1{,}25\gamma_{Ie} d_{r,CNS} \geq 15\ mm \qquad (10.5)$$

unde

- d_{ra} *(sticlă)* deplasarea relativă de nivel care produce spargerea/căderea sticlei din peretele cortină sau din vitrină, stabilită conform prevederilor alin (5);
- γ_{Ie} factorul de importanţă al construcţiei;
- $d_{r,CNS}$ deplasarea relativă de nivel pentru calculul CNS stabilită conform 10.3.2.

(3) Valoarea deplasării $d_{r,CNS}$ determinată prin calculul structurii va fi comunicată producătorului faţadei şi va constitui temă pentru proiectarea acesteia.

(4) Verificarea condiţiei (10.5) nu este necesară dacă spaţiul dintre sticlă şi cadrul metalic c_{liber} este suficient de mare pentru ca să nu se producă contactul între acestea când este atinsă deplasarea maximă:

$$c_{liber} \geq 1{,}25\gamma_{Ie} d_{r,CNS} \geq 15\ mm \qquad (10.6)$$

(5) Valoarea c_{liber} se calculează cu relaţia

$$c_{liber} = 2c_1\left(1+\frac{h_{st}c_2}{b_{st}c_1}\right) \qquad (10.7)$$

unde

- h_{st} - înălţimea panoului de sticlă;
- b_{st} - lăţimea panoului de sticlă;
- c_1 - spaţiul liber între marginile verticale ale sticlei şi cadru;
- c_2 - spaţiul liber între marginile orizontale ale sticlei şi cadru.

(6) Valoarea $d_{ra(sticlă)}$, depinde de tipul sticlei respective; această valoare se comunică de către producător sau poate fi determinată prin calcul conform precizărilor din norma de producţie. Această valoare constituie dată de temă pentru calculul structurii dacă tipul/elementele faţadei au fost alese din alte considerente (de plastica faţadei, de exemplu).

(7) În zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}25g$, în cazul faţadelor amplasate către spaţii publice sau cu aglomerări de persoane, indiferent de clasa de importanţă şi de expunere a clădirii, sticla ferestrelor cu suprafaţă mai mare de 2,00 m^2, şi care sunt situate la înălţime $\geq$ 2,00 m peste nivelul trotuarului, va fi de tip "securizat".

10.5.3.4. Condiţii pentru proiectarea seismică a pereţilor de compartimentare din alte materiale

(1) Proiectarea şi executarea pereţilor despărţitori din sticlă se va face în conformitate cu prevederile reglementărilor specifice în vigoare.

(2) Pereţii nestructurali interiori cu schelet metalic sau din lemn şi panouri de tip "gips carton" şi legăturile acestora cu structura principală vor fi dimensionate pentru a prelua încărcările de proiectare perpendiculare pe plan date la 10.9.2. Greutatea de calcul a pereţilor va include şi greutatea în exploatare a mobilierului, a echipamentelor şi a instalaţiilor suspendate de perete. Rezistenţa acestor pereţi se va calcula folosind reglementările în vigoare pentru materialele scheletului (oţel sau lemn).

(3) Montarea pereţilor prevăzuţi la (1) şi (2) trebuie să asigure spaţii laterale suficiente pentru a prelua deplasările calculate conform 10.9.3. Spaţiile libere vor fi tratate pentru asigurarea etanşeităţii la aer şi la zgomot şi a împiedica propagarea focului.

10.5.4. Proiectarea seismică a tavanelor suspendate (A4)

(1) Masa tavanului suspendat pentru care se calculează forţa seismică trebuie să includă:

- reţeaua proprie de rezistenţă (grătarul);
- panourile de tavan;
- corpurile de iluminat care sunt legate prin orice procedeu de tavan;
- orice altă CNS care este sprijinită lateral de tavan.

(2) Forţa seismică aferentă masei totale a tavanului calculată conform (1) va fi transmisă, împreună cu încărcările verticale corespunzătoare, prin legăturile tavanului,

la elementele structurii principale sau la elementele de margine ale structurii tavanului. Legăturile vor fi dimensionate conform 10.4.1.

(3) Tavanele suspendate ale construcţiilor din clasele de importanţă I ÷ III situate în amplasamente cu $a_g \geq 0{,}25g$ trebuie să respecte şi următoarele reguli suplimentare:

- reţeaua de susţinere a panourilor va fi alcătuită din elemente structurale capabile să preia forţele şi deformaţiile la care sunt supuse (de exemplu: profile laminate din oţel, profile din aluminiu etc.);
- elementele structurale marginale de închidere vor avea o lăţime suficientă de rezemare (de exemplu: pentru profilele laminate din oţel lăţimea va fi de cel puţin 50 mm);
- în fiecare din cele două direcţii orizontale ortogonale, un capăt al reţelei de susţinere a tavanului va fi fixat de elementul structural de margine iar celălalt capăt va avea posibilitatea de deplasare liberă pe cel puţin 20 mm;
- tavanele cu suprafaţa $\geq$ 100 m^2 vor avea legături laterale de structura principală;
- tavanele cu suprafaţa > 250 m^2 vor fi divizate în zone cu suprafaţa $\leq 250m^2$ prin rosturi de separare sau prin pereţi dezvoltaţi pe toată înălţimea etajului; se poate renunţa la această măsură dacă se demonstrează prin calcul că sistemul de fixare poate prelua integral deplasările laterale ale tavanului;
- se vor prevedea măsuri pentru a permite deplasarea liberă a tavanului în vecinătatea capetelor de sprinklere sau a altor piese care traversează tavanul;
- în cazul în care tavanul are cote de nivel diferite, stabilitatea laterală a fiecărei zone va fi asigurată printr-un sistem propriu de blocare a deplasărilor laterale (contravântuire);
- conductele, canalele de ventilaţie, cablurile electrice şi alte elemente de instalaţii nu vor fi fixate de tavanul suspendat.

10.5.5. Proiectarea seismică a pardoselilor înălţate (A5)

(1) Pardoselile înălţate sunt sisteme nestructurale alcătuite din reazeme verticale, o reţea de grinzi metalice şi din plăci plasate peste nivelul planşeului curent pentru a crea un spaţiu liber pentru diferite conducte şi cabluri (de regulă în sălile IT şi în laboratoare).

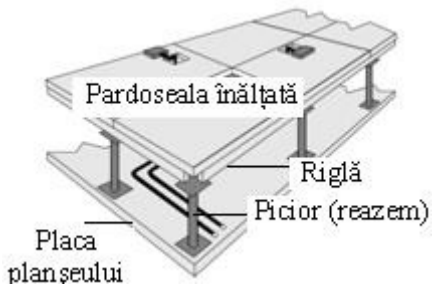


Figura 10.9. Alcătuirea generală a pardoselilor înălţate

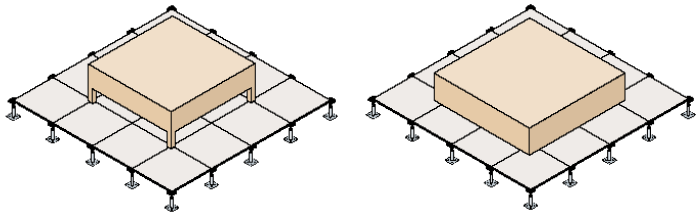
10.5.5.2. Condiţii generale

(1) Pentru calculul forţei seismice static echivalentă, greutatea pardoselii înălţate va fi calculată însumând greutatea proprie a pardoselii, greutatea totală a echipamentelor fixe şi 1/4 din greutatea echipamentelor mobile rezemate pe pardoseală. .

(2) Pentru dimensionarea elementelor pardoselii se va ţine seama şi de eforturile rezultate din efectul de răsturnare a echipamentelor fixate rigid de pardoseală

(3) Forţa seismică orizontală aferentă unui picior (reazem) al sistemului va fi transmisă de la suprafaţa pardoselii înălţate la planşeul suport considerând simultan momentul de răsturnare, forţa axială şi forţa tăietoare aferente piciorului respectiv.

(4) Dimensionarea componentelor pardoselii înălţate se va face cu încărcarea utilă stabilită conform reglementărilor tehnice în vigoare pentru funcţiunea din încăperea respectivă. Dacă pe pardoseală urmează a se monta echipamente grele (orientativ peste 5,0 kN) panourile vor fi verificate pentru o sarcină concentrată corespunzătoare unui utilaj de mici dimensiuni (orientativ, o încărcare concentrată de 10 kN).



a) Încărcări concentrate (b) Încărcări distribuite

Figura 10.10. Încărcări pe pardoseli înălţate

10.5.5.3. Condiţii specifice pentru pardoseli înălţate speciale

(1) Sistemul de fixare va fi calculat pentru a prelua forţa seismică static echivalentă conform prevederilor de la 10.3.1 sau va fi omologat prin încercări recunoscute de autorităţile competente.

(2) Legăturile care transmit forţele seismice la planşeu vor fi realizate prin piese mecanice, ancore montate în beton, suduri pe piese înglobate. Nu se acceptă legături care folosesc frecarea pe suprafaţa de contact, cu bolţuri împuşcate sau cu adezivi.

(3) Sistemul de contravântuire a suporţilor va fi dimensionat considerând numai elementele întinse pentru a se evita pierderea stabilităţii ansamblului.

(4) Riglele orizontale vor fi dimensionate pentru a transmite forţa seismică orizontală la suporţi şi trebuie să fie legate rigid de aceştia.

10.5.6. Proiectarea seismică a gardurilor de incintă (A6)

(1) În zonele seismice cu $a_g \geq 0{,}25g$ gardurile de incintă din zidărie de cărămidă sau din blocuri de BCA/beton de agregate, cu înălţime mai mare de 1,50 m, vor fi proiectate ca zidărie confinată sau ca panouri înrămate în cadre. Pentru proiectare se vor folosi reglementările specifice produselor pentru construcţie respective.

(2) Stabilitatea de ansamblu a gardurilor de la (1) se va verifica considerând coeficientul parţial de siguranţă egal cu 2 pentru verificarea la răsturnare şi egal cu 1,5 pentru verificarea la lunecare/deplasare laterală

10.5.7. Condiţii de proiectare specifice pentru asigurarea căilor de evacuare din clădire

(1) Pentru evacuarea în siguranţă, în cazul producerii cutremurului de proiectare, a clădirilor situate în zone cu $a_g \geq 0{,}20g$ se vor avea în vedere următoarele măsuri privind elementele de construcţie şi finisajele aflate pe căile de evacuare:

- uşile cu comandă mecanică ale garajelor staţiilor de salvare, ale unităţilor de pompieri şi similare precum şi uşile de evacuare ale clădirilor care pot adăposti un număr mare persoane (orientativ, peste 250 de persoane) vor fi proiectate astfel încât să nu se blocheze pentru deplasări relative de nivel egale cu $1{,}50\, d_{r,CNS}$ unde $d_{r,CNS}$ este valoarea calculată pentru ULS;
- uşile încăperilor principale ale clădirilor din clasele de importanţă I şi II (săli de clasă, de exemplu) şi uşile de evacuare ale construcţiilor din clasele de importanţă I ÷ III vor fi proiectate astfel încât să nu se blocheze pentru deplasări relative de nivel egale cu $1{,}25 d_{r,CNS}$ unde $d_{r,CNS}$ este valoarea calculată pentru ULS;
- copertinele peste uşile de evacuare din clădire vor fi calculate pentru o forţă seismică verticală mai mare cu 50% decât cea din relaţia (10.1) pentru clădirile din clasele de importanţă I şi II şi cu 25% pentru clădirile din clasa de importanţă III;
- pardoselile, tavanele suspendate şi celelalte finisaje de pe căile de evacuare vor fi proiectate astfel încât dislocarea/căderea/avarierea lor să nu împiedice circulaţia persoanelor;
- în clădirile din clasele de importanţă I şi II piesele de mobilier de pe căile de evacuare vor fi fixate de structură sau de pereţii nestructurali conform art.10.4.1.

10.6. Proiectarea seismică a instalaţiilor (B)

10.6.1. Gruparea instalaţiilor în categorii seismice

(1) Pentru diferenţierea măsurilor de proiectare la acţiunea seismică, instalaţiile din clădiri sunt clasificate în trei categorii pe baza rolului funcţional şi a consecinţelor produse de avarierea/ieşirea din funcţiune ale acestora:

I. Instalaţii "esenţiale" necesare funcţionării neîntrerupte a construcţiilor din clasa de importanţă I, inclusiv instalaţiile care asigură funcţionarea acestora.

II. Instalaţii a căror avariere poate avea consecinţe grave privind siguranţa persoanelor din construcţie sau din exterior, pentru construcţiile din clasele de importanţă II şi III.

III. Instalaţii curente (care nu fac parte din cele două categorii de mai sus).

10.6.2. Condiţii generale de proiectare pentru sistemele de instalaţii

(1) Scopul principal al prevederilor acestei secţiuni este proiectarea rezemărilor şi prinderilor pentru CNS din categoria ***instalaţii*** identificate la art. 10.1.2.2. pct. B.

(2) Legăturile şi reazemele tuturor categoriilor/tipurilor de instalaţii menţionate la 10.2(4) vor fi proiectate pentru încărcările calculate conform 10.9.2. şi pentru deplasările relative calculate conform 10.9.3 pentru **ULS** sau, după caz, pentru **SLS**.

(3) Rezistenţa seismică a utilajelor şi echipamentelor incluse în sistemele de instalaţii va fi stabilită conform cataloagelor furnizorului şi trebuie să fie adecvată zonei seismice respective. Dacă dispozitivul sau sistemele de fixare sunt livrate împreună cu echipamentele/utilajele, producătorul trebuie să comunice valorile eforturilor capabile şi categoria de deformabilitate ale acestora (fragile/ductile).

(4) La interfaţa cu terenul sau cu structurile adiacente care se pot deplasa independent, canalele şi conductele de alimentare/evacuare vor avea flexibilitate şi rezistenţă suficientă pentru a prelua eforturile între punctele fixe. Golurile de trecere prin pereţii infrastructurii/suprastructurii vor fi dimensionate pentru a permite deplasările relative.

(5) Pentru construcţiile din clasele de importanţă I şi II situate în amplasamente cu $a_g \geq 0{,}20g$, fundate pe terenuri cu consistenţă redusă, se va ţine seama de sensibilitatea la cutremur a reţelelor exterioare şi a zonelor de legătură cu instalaţiile interioare.

(6) Pentru utilajele şi echipamentele incluse în sistemele de instalaţii care au factor de importanţă $\gamma_{CNS}>1,.0$ se vor lua şi măsuri suplimentare pentru evitarea ciocnirii elementelor vulnerabile la impact cu alte elemente de construcţie sau utilaje.

(7) Utilajele/echipamentele care conţin cantităţi de substanţe care pot fi considerate periculoase pentru siguranţa oamenilor, vor fi proiectate conform reglementărilor speciale aprobate de organele competente.

(8) Utilajele/echipamentele montate pe izolatori de vibraţii vor fi prevăzute cu dispozitive de limitare a deplasărilor orizontale şi verticale. Toate aceste dispozitive vor fi executate din materiale ductile şi vor avea legături redundante cu structura .

(9) Deplasările laterale ale conductelor/canalelor suspendate vor fi limitate prin introducerea unor prinderi laterale sau înclinate. Mărimea acestor deplasări se determină prin calcul cu forţa seismică static echivalentă stabilită conform 10.3.1

10.6.3. Condiţii de proiectare specifice pentru diferite categorii de elemente şi/sau subansambluri de instalaţii

10.6.3.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a instalaţiilor sanitare (B1)

(1) Proiectarea sistemelor de sprinklere se va face conform reglementărilor specifice şi a prevederilor din acest Cod referitoare la mărimea forţelor şi a deplasărilor seismice.

(2) Legăturile pentru limitarea deplasărilor laterale prevăzute la 10.6.2.(9) nu sunt necesare pentru conductele suspendate de elemente structurale, pe toată lungimea, cu bare rotunde scurte (≤ 300 mm) dacă conducta poate suporta deplasările relative între punctele de reazem. Distanţa între punctele de prindere se stabileşte prin calcul.

10.6.3.2. Condiţii pentru proiectarea seismică a instalaţiilor electrice şi de iluminat (B2)

(1) Legăturile şi reazemele prin care se transferă forţele seismice aferente utilajelor şi/sau echipamentelor electrice la structura principală vor fi realizate din materiale ductile.

(2) Pentru sistemele de cabluri care traversează rosturile între clădiri/tronsoane adiacente şi pentru sistemele de cabluri legate de echipamente izolate împotriva vibraţiilor se vor lua măsuri pentru a se asigura preluarea deplasărilor relative calculate conform 10.9.3 pentru **SLS**. Pentru clădirile din clasele de importanţă I şi II aceste deplasări vor fi majorate cu 30%.

(3) Tablourile şi dulapurile electrice şi stelajele pentru baterii vor fi fixate pentru asigurarea stabilităţii, prin ancorare, conform 10.4.1, de elemente de construcţie suficient de rezistente pentru a prelua încărcările seismice corespunzătoare.

10.6.3.3. Condiţii pentru proiectarea seismică a instalaţiilor de condiţionare, de încălzire şi de ventilaţie (B3)

(1) Pentru sistemele de conducte şi canale care traversează rosturile între clădiri şi/sau tronsoane adiacente precum şi pentru sistemele de conducte legate de echipamente izolate împotriva vibraţiilor se vor lua măsuri pentru preluarea deplasărilor relative calculate conform 10.9.3 pentru **SLS**. Pentru construcţiile din clasele de importanţă I şi II aceste deplasări vor fi majorate cu 30%.

(2) Nu este necesar să se prevadă legături pentru limitarea deplasărilor laterale conform conform 10.6.2.(9) pentru sistemele de conducte/canale ale clădirilor din clasa de importanţă III dacă sunt îndeplinite condiţiile de la 10.6.3.1.(2) sau când secţiunea transversală a conductelor /canalelor este $\leq 0{,}5\ m^2$.

(3) Utilajele legate direct cu sistemele de conducte/canale (cum sunt ventilatoare, exhaustoare, schimbătoare de căldură, umidificatoare) a căror greutate în exploatare este mai mare de 0,35 kN trebuie să fie rezemate şi legate lateral, independent de sistemul de conducte/canale.

(4) Pentru conductele/canalele legate direct de echipamente fixarea laterală nu este obligatorie dacă acestea au flexibilitatea necesară pentru a suporta deplasările relative între punctele de prindere.

10.6.3.4. Condiţii pentru proiectarea seismică a instalaţiilor speciale cu utilaje care operează cu abur sau cu apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii, etc) (B4)

(1) Prezentul articol se referă la boilerele şi la vasele de presiune din clădirile de locuit, social-culturale şi similare. Articolul nu se referă la instalaţiile speciale din unităţi de producţie, cu utilaje care operează cu abur sau cu apă la temperaturi ridicate.

(2) Proiectarea boilerelor şi vaselor de presiune se va face conform reglementărilor specifice ţinând seama de prevederile de la 10.6.2.

(3) În cazul boilerelor şi vaselor presiune din clădirile din clasele de importanţă I şi II se vor lua măsuri constructive pentru a evita interacţiunile necontrolate între recipienţi, conductele aferente şi alte elemente de construcţie structurale/nestructurale

10.7. Proiectarea seismică a echipamentelor electromecanice (C)

10.7.1. Condiţii generale de proiectare seismică

(1) Toate componentele fixe şi mobile ale ascensoarelor şi structura de rezistenţă a scărilor rulante, împreună cu prinderile respective, vor fi dimensionate, conform reglementărilor specifice, pentru forţele calculate conform 10.9.2. şi pentru deplasările laterale calculate pentru conform 10.9.3 pentru ULS.

10.7.1.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a ascensoarelor (C1)

(1) Pentru ascensoarele cu viteză de deplasare ridicată (orientativ peste 45 m/minut) se vor prevedea dispozitive de decuplare calibrate pentru o valoare a acceleraţiei terenului de 50% din acceleraţia seismică de proiectare pentru SLS.

(2) Contragreutăţile ascensoarelor vor fi prevăzute cu dispozitive speciale, verificate în practică, pentru a evita ieşirea de pe şinele de ghidaj şi impactul lor cu cabina.

(3) Se vor prevedea dispozitive de blocare la partea inferioară şi superioară a cabinei şi la contragreutate.

10.7.1.2. Condiţii pentru proiectarea seismică a scărilor rulante (C2)

(1) Scările rulante din spaţiile aglomerate (centre comerciale, săli de expoziţie, aeroporturi şi similare) vor fi proiectate pentru a prelua deplasări între punctele de reazem cu 25% mai mari decât cele calculate conform 10.9.3 pentru ULS.

10.8. Măsuri specifice pentru protecţia seismică a mobilierului din clădiri (D)

10.8.1. Categorii de clădiri şi de mobilier/aparatură care necesită protecţia la efectele acţiunii seismice

(1) Se vor lua măsuri pentru asigurarea stabilităţii la răsturnare/deplasare pentru următoarele categorii de mobilier/aparatură:

- mobilierul profesional şi aparatura construcţiilor din clasa de importanţă I care asigură funcţionarea neîntreruptă în timpul cutremurului şi imediat după aceasta
- mobilierul profesional (dulapuri, rafturi, etc) în care sunt depozitate substanţe a căror degajare/împrăştiere poate conduce la incendii/explozii sau poate constitui pericol pentru viaţa oamenilor (de exemplu dulapurile care conţin recipienţi cu bacterii, viruşi, etc);
- mobilierul şi obiectele din muzee de interes naţional;
- rafturile de depozitare din spaţii accesibile publicului.

(2) Pentru mobilierul aflat pe căile de acces/evacuare se vor respecta prevederile de la 10.5.7.

10.8.2. Condiţii generale de proiectare seismică

(1) Stabilitatea mobilierului enumerat la 10.8.1. va fi asigurată prin dispozitive de fixare dimensionate pentru forţele stabilite la 10.9.2., cu majorarea cu 25% a efectelor forţelor seismice.

(2) Dispozitivele de fixare vor fi ancorate în elemente de structură sau nestructurale capabile să preia în totalitate forţele de legătură. Se vor respecta şi condiţiile tehnice de la 10.4.1.2

10.8.3. Condiţii pentru proiectarea seismică a rafturilor de depozitare din spaţii accesibile publicului

(1) Pentru rafturile din oţel din spaţii (magazine sau depozite) accesibile publicului, care sunt montate la cota ± 0,00 sau mai jos, calculul se va face folosind ipotezele generale de calcul pentru structuri, cu următoarele precizări:

- masa supusă acţiunii seismice se va lua egală cu cea mai mare dintre valorile :
  - greutatea proprie a raftului + câte ⅔ din încărcarea capabilă la fiecare nivel de depozitare;
  - greutatea proprie a raftului + încărcarea capabilă la cel mai înalt nivel de depozitare;
- factorul de comportare se va lua $q_{CNS} = 4,0$
- factorul de importanţă se va lua $\gamma_{CNS} = 1,5$
- pentru rafturile rigide, cu $T_0 \leq 0,06s$, forţa seismică de proiectare se va determina cu relaţia

$$F_{CNS} = 1{,}25 a_g m_{CNS} \qquad (10.1a)$$

unde m_{CNS} se stabileşte ca mai sus.

10.9. Verificarea siguranţei CNS la efectele acţiunii seismice

10.9.1. Generalităţi

(1) Componentele nestructurale vor fi proiectate pentru a avea, în toate secţiunile, eforturi secţionale capabile ($N_{Rd,CNS}$, $M_{Rd,CNS}$, $V_{Rd,CNS}$) cel puţin egale cu eforturile secţionale de proiectare rezultate din încărcările de calcul determinate conform 10.9.2.

(2) Eforturile secţionale capabile ale CNS şi ale legăturilor respective se vor calcula în conformitate cu reglementările tehnice specifice materialelor din care acestea sunt executate (beton armat, metal, zidărie, lemn, sticlă, etc).

10.9.2. Încărcări de proiectare

(1) Eforturile secţionale de proiectare ($N_{Ed,CNS}$,$M_{Ed,CNS}$,$V_{Ed,CNS}$) pentru dimensionarea CNS vor fi calculate pentru gruparea seismică de încărcări, folosind coeficienţii de grupare din Codul CR 0, prin însumarea eforturilor secţionale provenite din :

- forţele seismice orizontale şi verticale, determinate conform 10.3.1.1. sau 10.3.1.2.; combinarea efectelor forţelor seismice orizontale şi verticale (în situaţiile în care ambele valori sunt semnificative) se va face cu relaţiile de la 4.5.3.6.2.;
- forţele verticale provenite din greutatea proprie totală în exploatare a CNS
- forţele rezultate din interacţiunea CNS cu structura în cazul elementelor înrămate în cadre, calculate conform 10.5.3.1.1.(6).
- forţe rezultate din deformaţiile împiedicate produse de variaţiile de temperatură

În cazul clădirilor cu aglomerări de persoane, pentru calculul parapeţilor şi balustradelor de pe căile de evacuare (coridoare şi scări) acţiunea seismică perpendiculară pe plan se va considera simultan cu încărcarea din împingerea oamenilor stabilită conform reglementărilor în vigoare pentru situaţia de proiectare persistentă.

(2) În cazul clădirilor pentru care, conform tabelului 4.1., determinarea forţelor şi deformaţiilor seismice se face cu modele de calcul plan, dimensionarea/verificarea CNS se poate face în mod simplificat, considerând acţiunea seismică aplicată separat în ambele sensuri, pe direcţiile principale ale construcţiei.

(3) La determinarea încărcărilor de proiectare pentru sistemele de instalaţii şi echipamente se va ţine seama, după caz, şi de efectele dinamice ale sistemului de conducte, utilajelor şi echipamentelor şi ale legăturilor respective.

(4) Pentru verificarea condiţiei de stabilitate efectul favorabil al încărcărilor verticale va fi redus cu 15% cu excepţia celor provenite din greutatea proprie.

(5) Dimensionarea/verificarea elementelor anvelopei şi a celor ataşate anvelopei se va face pentru eforturile cele mai mari care rezultă din acţiunea cutremurului şi din acţiunea vântului. Toate prevederile constructive speciale din acest Capitol se vor aplica chiar dacă efectele acţiunii vântului depăşesc efectele acţiunii seismice.

10.9.3. Deplasări de calcul

(1) Toate CNS care în cazul pierderii stabilităţii şi/sau a integrităţii fizice prezintă risc pentru siguranţa vieţii şi legăturile acestora cu structura principală vor fi proiectate pentru a prelua deplasările rezultate din însumarea următoarelor categorii de deplasări :

- deplasări relative ale punctelor de prindere de structura principală, determinate conform 10.3.2.1 pentru **ULS**;
- deplasări relative între elementele sistemelor de componente nestructurale care pot avea mişcări diferite în timpul cutremurului;
- deplasări produse de variaţiile de temperatură climatice (pentru elementele anvelopei) sau ale temperaturii de exploatare (pentru instalaţii), dacă acestea sunt semnificative;
- deplasări relative între tronsoanele adiacente, datorate tasării terenului de fundare, în cazul în care CNS este fixată de ambele tronsoane;

(2) Pentru toate CNS care în cazul pierderii stabilităţii şi/sau a integrităţii fizice nu prezintă risc pentru siguranţa vieţii, deplasările relative ale punctelor de prindere se vor lua în calcul cu valorile determinate conform 10.3.2.2 pentru **SLS**

(3) Pentru proiectarea CNS şi a legăturilor acestora se va ţine seama şi de abaterile de fabricaţie şi de montaj în limitele toleranţelor specifice structurii şi CNS.

10.9.4. Rezistenţa de proiectare a panourilor din zidărie înrămate în cadre

(1) Rezistenţa de proiectare a panourilor din zidărie înrămate în cadre $F_{Rd}\ (zic)$ va fi luată egală cu cea mai mică dintre valorile corespunzătoare următoarelor moduri de rupere ale zidăriei:

(a) rupere prin lunecare din forţa tăietoare în rosturile orizontale - $F_{Rd1}(zic)$

(b) fisurarea în lungul diagonalei comprimate - $F_{Rd2}\ (zic)$

(c) strivirea diagonalei comprimate la colţul cadrului - $F_{Rd3}\ (zic)$

$$F_{Rd}\ (zic) = min\ (F_{Rd1}, F_{Rd2}, F_{Rd3}) \qquad (10.8)$$

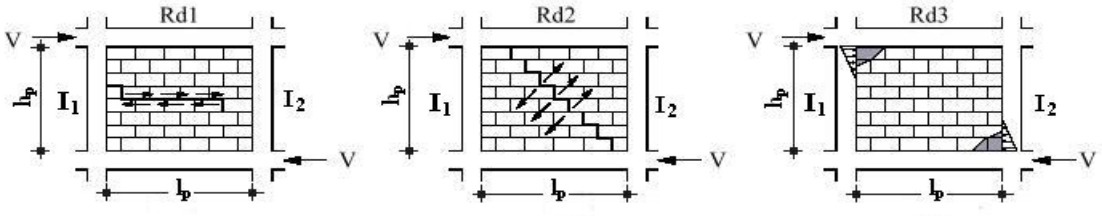


Figura 10.11. Scheme pentru calculul rezistenţei panourilor de zidărie înrămată

(2) Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin lunecare din forţă tăietoare în rosturile orizontale se determină cu relaţia:

$$F_{Rd1}(\,zic\,) = f_{vd0} A_{pan} k_{1,pan} \qquad (10.9)$$

(3) Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurare înclinată în lungul diagonalei comprimate se determină cu relaţia:

$$F_{Rd2}(\,zic\,) = f_{vd0} A_{pan} k_{2,pan} \qquad (10.10)$$

(4) Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin strivirea diagonalei comprimate este cea mai mică dintre valorile :

$$F_{Rd,31}(\,zic\,) = f_d b_{st,ech} t_p k_{3,pan} k_{5,pan} \qquad (10.11a)$$

$$F_{Rd,32}(\,zic\,) = f_{dh} A_{pan} k_{4,pan} \qquad (10.11b)$$

unde

$b_{st,echiv}$ este latura stâlpului cadrului echivalent calculată cu relaţia

$$b_{st,ech} = \sqrt[4]{6(I_1 + I_2)} \qquad (10.12)$$

I_1 şi I_2 sunt momentele de inerţie în planul cadrului ale stâlpilor

În tabelele 10.3 şi 10.4.pentru valori intermediare se acceptă interpolare liniară

Tabelul 10.3.Valorile factorilor $k_{1,pan} \div k_{4,pan}$

$\lambda_p = h_p/l_p$	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00
$k_{1,pan}$	1,20	1,45	1,70	2,50	3,30
$k_{2,pan}$	1,90	2,15	2,40	3,05	3,70
$k_{3,pan}$	0,640	0,512	0,400	0,245	0,160
$k_{4,pan}$	0,111	0,125	0,141	0,180	0,224

Tabelul 10.4. Valorile factorului $k_{5,pan}$

E_b/E_z	h_p/t_p				
	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0
4,0	1,20	1,28	1,35	1,41	1,47
6,0	1,32	1,41	1,50	1,57	1,63
8,0	1,41	1,52	1,61	1,68	1,75
10,0	1,50	1,61	1,70	1,78	1,85
12,0	1,60	1,72	1,81	1,90	1,97
14,0	1,70	1,83	1,92	2,02	2,09

(5) În relaţiile (10.9) ÷ (10.12) s-au folosit notaţiile:

h_p înălţimea panoului din zidărie;

l_p lungimea panoului din zidărie;

t_p grosimea panoului din zidărie;

$\lambda_p = h_p/l_p$ factorul de formă al panoului;

$A_{pan} = t_p \times l_p$ aria secţiunii orizontale a panoului;

θ unghiul cu orizontala al diagonalei panoului din zidărie înrămată;

E_b, E_z modulii de elasticitate al betonului din cadru şi al zidăriei (valorile de scurtă durată);

f_d rezistenţa de proiectare la compresiune a zidăriei perpendicular pe rostul de aşezare;

f_{dh} rezistenţa de proiectare la compresiune a zidăriei paralel cu rostul de aşezare;

f_{vd0} rezistenţa de proiectare la forfecare sub efort de compresiune zero a zidăriei.

10.9.5. Reguli generale pentru verificarea siguranţei CNS la acţiunea seismică

(1) Verificarea siguranţei CNS, pentru toate categoriile de CNS stabilite conform art. 10.2(4), se va face prin calcul, în raport cu stările limită ultime (ULS) relevante:

- starea limită ultimă de stabilitate (răsturnare şi deplasare);
- starea limită ultimă de rezistenţă.

(2) Verificarea de siguranţă se va face, în fiecare caz, pentru:

- componenta propriu-zisă;
- legăturile componentei cu structura sau cu altă CNS;
- elementele structurale sau nestructurale de care este fixată componenta respectivă sau cu care aceasta se poate afla în interacţiune în timpul cutremurului.

(3) În cazul componentelor nestructurale din zidărie verificarea condiţiei de siguranţă pentru starea limită ultimă (USL) la eforturile din gruparea seismică de încărcări se va face cu următoarele valori ale coeficientului parţial de siguranţă pentru material:

- componente nestructurale ataşate anvelopei (A1z) şi pereţi de închidere înrămaţi în cadre şi neînrămaţi (A2z) : $\gamma_M = 1{,}9$
- pereţi de compartimentare înrămaţi în cadre şi neînrămaţi (A3z) : $\gamma_M = 1{,}5$

Pentru eforturile provenite din încărcările din gruparea fundamentală de încărcări se vor folosi coeficienţii parţiali de siguranţă din Codul CR 6.

(4) Verificarea siguranţei în raport cu starea limită de serviciu (SLS). se va face obligatoriu pentru:

- CNS esenţiale şi CNS de suport, inclusiv toţi pereţii nestructurali şi panourile de zidărie înrămate în cadre pe care acestea sunt suspendate şi mobilierul profesional în cazul clădirilor din clasele de importanţă I şi II
- mobilierul şi exponatele din muzeele de interes naţional;
- mobilierul profesional (dulapuri, rafturi, etc) în care sunt depozitate substanţe a căror degajare/împrăştiere poate conduce la incendii/explozii sau poate constitui pericol pentru viaţa oamenilor (de exemplu dulapurile care conţin recipienţi cu bacterii, viruşi, etc);
- elementele ataşate anvelopei (A1).

Pentru aceste componente calculul se va face considerând υ = 0,7 iar factorul de comportare se va lua q_{CNS} =1,0 (calcul elastic). Pentru aceste verificări coeficientul de siguranţă pentru zidărie se va lua γ_M = 1,5.

(5) La cererea investitorului formulată prin tema de proiectare, verificarea siguranţei în raport cu SLS în condiţiile de la aliniatul (3) se va face pentru toate CNS indicate de acesta în scopul limitării degradărilor şi a pierderilor economice.

10.9.6. Modele de calcul

(1) Modelele de calcul utilizate pentru determinarea stabilităţii, rezistenţei şi rigidităţii CNS vor ţine seama de:

- dimensiunile geometrice ale componentei;
- schema statică de fixare a componentei de elementele de reazem;
- caracteristicile mecanice de rezistenţă şi de deformabilitate ale materialelor din care sunt alcătuite componenta şi legăturile sale;
- direcţiile pe care acţionează forţa seismică;
- deplasările relative ale punctelor de fixare determinate conform 10.9.3;
- încărcările de calcul determinate conform 10.9.2.

10.9.7. Verificarea condiţiilor de stabilitate, de rezistenţă şi de rigiditate

(1) Stabilitatea generală a CNS sub efectul acţiunii seismice va fi asigurată numai cu legături sau cu dispozitive mecanice proiectate conform 10.4.1.(2)**.** În cazul componentelor nestructurale majore din zidărie (frontoane, calcane, cornişe importante) stabilitatea va fi asigurată prin elemente de beton armat (stâlpişori şi centuri) sau prin ancorare cu elemente metalice de structura şarpantei.

(2) Condiţia de rezistenţă a CNS este asigurată dacă este satisfăcută relaţia:

$$E_{d,CNS} \leq R_{d,CNS} \qquad (10.13)$$

unde

$E_{d,CNS}$ valoarea de proiectare a eforturilor secţionale ($N_{Ed,CNS}$,$M_{Ed,CNS}$,$V_{Ed,CNS}$) în **CNS** rezultate din efectele totale ale încărcărilor enumerate la 10.9.2.(1);

$R_{d,CNS}$ valoarea de proiectare a eforturilor secţionale capabile ale **CNS** ($N_{Rd,CNS}$,$M_{Rd,CNS}$,$V_{Rd,CNS}$) stabilite în funcţie de natura materialului din care sunt executate.

(3) Pentru elementele de legătură (prinderi) care asigură stabilitatea la răsturnare a **CNS** ataşate anvelopei precum şi a boilerelor şi vaselor de presiune, condiţia de rezistenţă este:

$$1,25\gamma_{CNS} E_{anc} \leq R_{anc} \qquad (10.14)$$

unde

E_{anc} valoarea eforturilor de proiectare în prinderi din încărcările de la 10.9.2 (1).

R_{anc} valoarea eforturilor capabile respective.

(4) Pereţii din zidărie înrămaţi în structurile din cadre se vor verifica la starea limită ultimă, separat, pentru:

- efectele rezultate din interacţiunea cu structura în cazul solicitării seismice;
- efectele acţiunii seismice sau a presiunii vântului perpendiculare pe planul peretelui .

(5) Cerinţa de siguranţă pentru efectele de ansamblu din interacţiunea pereţilor din zidărie cu cadrul este îndeplinită dacă există relaţia:

$$F_{Ed}(zic) \leq F_{Rd}(zic) \qquad (10.15)$$

unde

$F_{Ed}(zic)$ forţa axială de proiectare din diagonala comprimată corespunzătoare acţiunii seismice de proiectare, determinată conform 10.5.3.1.1.(6)

$F_{Rd}(zic)$ rezistenţa de proiectarea a panoului de zidărie înrămată conform 10.9.4. folosind coeficienţii de siguranţă pentru material γ_M stabiliţi conform.10.9.5 (3) şi 10.9.5.(4).

(6) Rezistenţa pereţilor nestructurali de zidărie, exteriori şi interiori, care nu sunt înrămaţi în cadre, va fi verificată la încovoiere perpendicular pe plan, pentru efectele acţiunii seismice sau a vântului astfel:

- valorile momentele încovoietoare de proiectare se vor determina în funcţie de forţa seismică statică echivalentă sau de presiunea vântului şi de condiţiile efective de rezemare, conform prevederilor din Codul CR 6;
- valorile momentelor încovoietoare capabile se vor determina conform prevederilor generale din Codul CR 6, folosind coeficienţii de siguranţă pentru material γ_M stabiliţi conform 10.9.5 (3) şi 10.9.5.(4).

10.10. Asigurarea calităţii la proiectare şi la execuţie

(1) Pentru toate CNS prevăzute la 10.1.3.(4) documentaţia de execuţie trebuie să conţină toate informaţiile necesare (note de calcul, desene la scară convenabilă) pentru verificarea dimensionării şi detalierii constructive ale CNS şi ale legăturilor acestora în ceea ce priveşte :

- mărimea forţelor şi deplasărilor seismice de proiectare;
- verificarea stabilităţii şi a rezistenţei componentelor;
- rezistenţa şi detalierea constructivă a prinderilor.

Pentru componentele nestructurale din zidărie documentaţia va cuprinde toate precizările cerute prin Codul CR 6.

(2) Piesele scrise şi desenate din documentaţie menţionate la (1) vor fi supuse verificării de "rezistenţă şi stabilitate" de către un verificator atestat conform legislaţiei în vigoare.

(3) Pentru utilajele/echipamentele al căror factor de importanţă este $\gamma_{CNS} > 1,0$, furnizorul va prezenta certificate de conformitate cu rezistenţa la forţele seismice cerută prin documentaţia de execuţie sau prin Caietul de sarcini.

(4) Pentru clădirile situate în amplasamente cu $a_g \geqslant 0,30g$, proiectantul va stabili, prin caietul de sarcini, un program de verificare a rezistenţei ancorelor montate pentru prinderea **CNS** care au factorul de importanţă $\gamma_{CNS} > 1,0$ precum şi pentru elementele ataşate anvelopei situate către spaţii publice sau cu aglomerări de persoane.

11. IZOLAREA BAZEI

11.1. Obiect şi domeniu de aplicare

(1) Capitolul acoperă proiectarea structurilor izolate seismic la care sistemul de izolare, dispus sub masa principală a suprastructurii, are drept scop reducerea răspunsului seismic al sistemului de rezistenţă la forţe laterale.

(2) Reducerea răspunsului seismic a sistemului de rezistenţă la forţe laterale poate fi obţinută prin creşterea perioadei fundamentale a structurii, prin modificarea formei modului fundamental de vibraţie, prin creşterea amortizării sau prin combinarea acestor efecte. Sistemul de izolare poate fi realizat din resorturi şi/sau amortizori liniari sau neliniari.

(3) Regulile specifice referitoare la izolarea bazei sunt date în prezentul capitol.

(4) Capitolul nu se referă la sistemele pasive de disipare a energiei care nu sunt dispuse la o singură interfaţă, ci sunt distribuite la mai multe niveluri ale structurii.

11.2. Definiţii

(1) Termenii utilizaţi în prezentul capitol au următoarele semnificaţii:

Sistemul de izolare: totalitatea componentelor folosite pentru izolarea seismică, de regulă dispuse sub masa principală a construcţiei de deasupra interfeţei de izolare;

Interfaţa de izolare: suprafaţa care separă infrastructura de suprastructura, unde se poziţionează sistemul de izolare;

Dispozitive izolatoare: elementele care alcătuiesc sistemul de izolare. Dispozitivele considerate în acest capitol sunt: reazeme laminate din elastomeri, dispozitive elasto-plastice, cu amortizare vâscoasă sau cu frecare, penduli şi alte dispozitive a căror comportare este conformă cu prevederile 11.1(2). Fiecare dispozitiv îndeplineşte una sau mai multe din următoarele funcţiuni:

- transmiterea încărcării verticale, în condiţiile unei flexibilităţi laterale sporite şi a unei rigidităţi verticale înalte;
- disiparea energiei, prin amortizare vâscoasă sau histeretică;
- capacitatea de revenire la poziţia iniţială;
- suficienta rigiditate elastică la deplasările laterale produse de încărcările laterale de serviciu neseismice.

Infrastructura: partea structurii situată sub interfaţa de izolare, incluzând fundaţiile. Flexibilitatea laterală a infrastructurii este practic neglijabilă în raport cu cea a sistemului de izolare;

Suprastructura: partea structurii care se izolează şi este situată deasupra interfeţei de izolare;

Izolarea completă: izolarea care asigură suprastructurii o comportare în domeniul elastic. În caz contrar se consideră că suprastructura este doar parţial izolată.

Centrul de rigiditate efectiv: centrul de rigiditate deasupra interfeţei de izolare. La clădiri, flexibilitatea suprastructurii poate fi neglijată în determinarea poziţiei acestui

punct, care în aceste condiţii coincide cu centrul de rigiditate al dispozitivelor izolatoare.

Deplasarea de proiectare a sistemului într-o direcţie principală este deplasarea orizontală maximă a centrului de rigiditate efectiv, înregistrată sub acţiunea seismică de proiectare, între faţa superioară a substructurii şi partea inferioară a suprastructurii.

Deplasarea de proiectare totală a unui dispozitiv de izolare într-o direcţie principală, este deplasarea orizontală maximă înregistrată de dispozitivul considerat, însumând deplasarea de proiectare şi cea produsă de rotirea de ansamblu în jurul axei verticale.

Rigiditatea efectivă a sistemului de izolare într-o direcţie principală este raportul între valoarea forţei orizontale totale transmisa prin interfaţa de izolare şi valoarea absolută a deplasării de proiectare (rigiditate secantă). Rigiditatea efectivă se obţine în general prin calcul iterativ.

Perioada efectivă este perioada fundamentală în direcţia considerată a unui sistem cu un singur grad de libertate având masa suprastructurii şi rigiditatea egală cu rigiditatea efectivă a sistemului de izolare.

Amortizarea efectivă a sistemului de izolare este valoarea amortizării vâscoase echivalente care corespunde energiei disipate prin sistemul de izolare pentru un răspuns ciclic având amplitudinea deplasării de proiectare.

11.3. Cerinţe fundamentale

(1) Cerinţele fundamentale stabilite la 2.1 şi în capitolele corespunzătoare ale prezentului cod trebuie satisfăcute conform tipului de structură considerat.

(2) Dispozitivele de izolare trebuie realizate cu un grad de siguranţă superior celui utilizat la proiectarea structurii. Practic aceasta se realizează amplificând acţiunea seismică aplicată fiecărui dispozitiv cu un factor γ_x. Valoarea recomandată pentru clădiri este γ_x =1.2.

11.4. Criterii de îndeplinire a cerinţelor

(1) În scopul satisfacerii cerinţelor fundamentale, se vor verifica stările limită definite la 2.2.1(1).

(2) Reţelele utilitare care intersectează rosturile trebuie să rămână solicitate în domeniul elastic, în cazul stării limită de serviciu (de limitare a degradărilor).

(3) Pentru aceeaşi stare limită, deplasările relative de nivel ale suprastructurii şi substructurii se vor limita în conformitate cu prevederile capitolul 4.

(4) La starea limită ultimă, capacitatea ultimă a izolatorilor exprimată în termeni de rezistenţă şi de deformabilitate nu va fi depăşită, considerând factori de siguranţă în conformitate cu 11.10(6).

(5) In cadrul capitolului se consideră numai cazul izolării totale.

(6) Deşi poate fi acceptabil în anumite cazuri ca infrastructura să aibă parţial o comportare inelastică, în prezentul capitol se presupune că aceasta rămâne solicitată în domeniul elastic.

(7) La starea limită ultimă, dispozitivele izolatoare pot atinge capacitatea lor ultimă, în timp ce suprastructura şi infrastructura rămân în domeniul elastic. Din acest

motiv nu este necesară aplicarea conceptelor ierarhizării capacităţii de rezistenţă şi a detaliilor de ductilizare atât în suprastructura, cât şi în infrastructură.

(8) La starea limită ultimă, reţelele de gaz şi celelalte reţele care pot provoca efecte dezastruoase, care traversează suprafeţele de separare ale suprastructurii de terenul înconjurător sau de alte construcţii, vor fi proiectate astfel încât să suporte deplasările relative între suprastructura izolată şi terenul sau construcţiile înconjurătoare, considerând un factor de siguranţă γ_x, definit la 11.3(2).

11.5. Prevederi generale de proiectare

11.5.1. Prevederi generale referitoare la dispozitivele de izolare

(1) Se va prevedea spaţiu suficient între suprastructură şi infrastructură precum şi alte măsuri, care să permită inspectarea, întreţinerea şi înlocuirea dispozitivelor pe durata de exploatare a construcţiei.

(2) Dacă este necesar, dispozitivele vor fi protejate faţă de efectele potenţiale al unor surse de hazard ca focul, atacul chimic sau biologic.

(3) Materialele utilizate în proiectarea şi execuţia dispozitivelor trebuie să fie conforme cu normele relevante în vigoare.

11.5.2. Controlul mişcărilor nedorite

(1) Pentru a minimiza efectele de torsiune, centrul rigidităţii efective şi centrul de amortizare al sistemului de izolare trebuie să fie cât mai apropiat de proiecţia centrului maselor pe interfaţa de izolare.

(2) Pentru a minimiza diferenţa de comportare a dispozitivelor de izolare, eforturile de compresiune rezultate din acţiunile permanente trebuie să fie cât mai uniforme.

(3) Dispozitivele vor fi fixate în suprastructură şi în infrastructură.

(4) Sistemul de izolare trebuie proiectat astfel încât şocurile şi mişcările de torsiune să fie controlate prin măsuri adecvate.

(5) Cerinţele de la (4) referitoare la efectele şocurilor, se consideră satisfăcute, dacă efectele potenţiale ale şocurilor sunt evitate prin prevederea unor dispozitive adecvate (de exemplu, amortizori, absorbanţi de şoc etc.).

11.5.3. Controlul mişcărilor diferenţiale ale terenului

(1) Elementele structurale dispuse deasupra şi dedesubtul interfeţei de izolare trebuie să fie suficient de rigide în ambele direcţii orizontale şi în direcţie verticală astfel încât efectele deplasărilor diferenţiale ale mişcărilor terenului să fie minimizate.

(2) În cazul clădirilor, cerinţele de la (1) se consideră satisfăcute dacă sunt îndeplinite toate condiţiile de mai jos:

(a) Deasupra şi dedesubtul sistemului de izolare se prevăd diafragme rigide, constând din plăci de beton armat, proiectate ţinând seama de toate modurile posibile, locale sau globale de pierdere a stabilităţii;

(b) Dispozitivele care alcătuiesc sistemul de izolare sunt fixate la ambele capete de diafragmele rigide, fie direct, fie, dacă nu este posibil, prin intermediul elementelor verticale care trebuie să prezinte deplasări orizontale relative sub

acţiunea seismică de proiectare mai mici decât 1/20 din deplasarea relativă a sistemelor de izolare.

11.5.4. Controlul deplasărilor relative faţă de terenul şi construcţiile înconjurătoare

(1) Se va prevedea un spaţiu suficient între suprastructura izolată şi terenul sau construcţiile înconjurătoare pentru a permite deplasările acesteia în toate direcţiile.

11.6. Acţiunea seismică

(1) Se presupune că cele 3 componente ale mişcării seismice acţionează simultan.

(2) Fiecare componentă a acţiunii seismice este definită la capitolul 3 prin spectrul elastic pentru condiţiile locale de teren şi acceleraţia de proiectare a_g.

(3) Pentru clădiri, combinaţiile componentelor acţiunii seismice sunt cele date în 4.5.3.6.

11.7. Factorul de comportare

(1) Cu excepţia dată la 11.10 (5), valoarea factorului de comportare se va lua q=1.

11.8. Proprietăţile sistemului de izolare

(1) Valorile de calcul ale proprietăţilor fizice şi mecanice ale sistemului de izolare trebuie să fie cele mai nefavorabile de pe întreaga durată de exploatare a structurii. Acestea vor reflecta influenţa:

- pasului de încărcare
- mărimii încărcărilor verticale
- mărimii încărcărilor orizontale simultane
- temperaturii
- modificării proprietăţilor pe durata de exploatare

(2) Acceleraţiile şi forţele de inerţie induse de cutremur trebuie evaluate considerând valoarea maximă a rigidităţilor şi valorile minime ale coeficienţilor de amortizare şi frecare.

(3) Deplasările vor fi determinate pe baza valorilor minime ale rigidităţii şi coeficienţilor de amortizare şi frecare.

11.9. Calculul structural

11.9.1. Generalităţi

(1) Răspunsul dinamic al sistemului structural va fi caracterizat în termeni de acceleraţie, forţe de inerţie şi deplasări.

(2) Pentru clădiri, se va ţine seama de efectele de torsiune, inclusiv de cele datorate excentricităţii adiţionale, definite la 4.5.2.1.

(3) Modelarea sistemului izolator trebuie să reflecte cu suficienta acurateţe distribuţia spaţială a dispozitivelor izolatoare, astfel încât translaţia pe cele două direcţii orizontale şi efectele corespunzătoare de răsturnare şi rotaţia în jurul axei

verticale să fie considerate în mod adecvat. Modelul trebuie să reflecteze adecvat caracteristicile diferitelor tipuri de izolatori folosite în sistemul de izolare.

11.9.2. Calculul linear echivalent

(1) Dacă se respectă condiţiile de la pct. (5) de mai jos, sistemul izolator poate fi caracterizat de un model cu comportare vâsco-elastică lineară echivalentă, în situaţia când acesta este alcătuit din reazeme elastomerice laminate, sau de un model biliniar histeretic, în situaţia în care sistemul este alcătuit din dispozitive de tip elasto-plastic.

(2) Dacă este folosit modelul linear echivalent, se va utiliza rigiditatea echivalentă a fiecărui dispozitiv izolator (valoarea secantă a rigidităţii la deplasarea totală de proiectare d_{db}), în condiţiile respectării 11.8(1). Rigiditatea efectivă K_{eff} a sistemului izolator este suma rigidităţilor efective a izolatorilor luaţi individual.

(3) Dacă se foloseşte modelul linear echivalent, disiparea de energie a sistemului izolator poate fi exprimată în funcţie de amortizarea vâscoasă echivalentă, amortizarea efectivă (ξ_{eff}). Disiparea de energie în dispozitive se exprimă pe baza energiei disipate măsurate în cicluri cu frecvenţă în domeniul frecvenţelor naturale ale modurilor considerate. Pentru moduri superioare în afara acestui domeniu, factorul amortizării modale a structurii în ansamblu trebuie să fie cel al suprastructurii considerate fixate (încastrată) la bază.

(4) Dacă valorile rigidităţii efective sau a amortizării efective ale amortizărilor depind de deplasarea d_{dc}, se va aplica un procedeu de calcul iterativ, până când diferenţa între valoarea selectată şi cea calculată nu depăşeşte 5% din valoarea selectată.

(5) Comportarea sistemului izolator poate fi echivalentă cu o comportare liniară dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii:

(a) Rigiditatea efectivă a sistemului izolator, definită ca la (2) de mai sus este cel puţin 50% din rigiditatea efectivă corespunzătoare unei deplasări $0,2d_{dc}$;

(b) Factorul amortizării efective a sistemului izolator, definit la (3) de mai sus, nu depăşeşte 30%;

(c) Caracteristicile forţa-deplasare ale sistemului izolator nu variază cu mai mult de 10% funcţie de viteza de încărcare şi de mărimea încărcărilor verticale;

(d) Creşterea forţei de revenire a sistemului izolator pentru deplasări între $0,5d_{dc}$ şi d_{dc} este cel puţin 2,5% din greutatea totală de deasupra sistemului izolator.

(6) În cazul în care comportarea sistemului izolator se consideră ca echivalent liniară iar acţiunea seismică este definită prin spectrul elastic conform 11.6(2) trebuie aplicată o corecţie a amortizării în acord cu prevederile Anexei A.

11.9.3. Calculul liniar simplificat

(1) Metoda simplificată de calcul liniar consideră două translaţii dinamice orizontale, iar efectele torsiunii sunt suprapuse static. Se presupune că suprastructura este un solid rigid care se translatează deasupra sistemului izolator, cu condiţionările (2) şi (3) de mai jos.

Perioada efectivă a translaţiei este:

$$T_{eff} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \qquad (11.1)$$

unde

M masa suprastructurii

K_{eff} rigiditatea orizontală efectivă a sistemului izolator definit la 11.9.2(2).

(2) Mişcarea de torsiune în jurul axei verticale poate fi neglijată la evaluarea rigidităţii orizontale efective şi în calculul liniar simplificat dacă, pe fiecare din cele două direcţii orizontale, excentricitatea (incluzând excentricitatea accidentala) între centrul de rigiditate al sistemului izolator şi proiecţia pe verticală a centrului masei suprastructurii nu depăşeşte 7,5% din lungimea suprastructurii perpendicular pe direcţia orizontală considerată. Aceasta este o condiţie pentru aplicarea metodei simplificate de calcul liniar.

(3) Metoda simplificată poate fi aplicată la sistemele izolatoare cu comportare lineară amortizată echivalentă, dacă sunt îndeplinite următoarele condiţii:

(a) Distanţa de la amplasament la sursa seismică potenţială (falie) cea mai apropiată cu o magnitudine M_s≥6.5 este mai mare de 15 km;

(b) Dimensiunea cea mai mare în plan a suprastructurii este 50 m;

(c) Infrastructura este suficient de rigidă astfel încât efectele deplasărilor diferenţiale ale terenului sa fie minime;

(d) Toate dispozitivele izolatoare sunt dispuse deasupra elementelor infrastructurii care preiau încărcările verticale;

(e) Perioada efectivă T_{eff} satisface următoarele condiţii:

$$3T_f \le T_{eff} \le 3s \qquad (11.2)$$

unde:

T_f perioada fundamentală a suprastructurii cu baza fixată (exprimată printr-o expresie simplificată)

(4) La clădiri, pe lângă condiţiile (3) de mai sus, mai trebuie satisfăcute următoarele condiţii:

(a) Sistemul de rezistenţă pentru încărcări laterale al suprastructurii este regulat şi aranjat simetric faţă de cele două axe principale în plan:

(b) Rotirea în plan vertical la baza infrastructurii este neglijabilă;

(c) Raportul între rigidităţile verticale şi orizontale ale sistemului izolator satisface condiţia:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \ge 150 \qquad (11.3)$$

(d) Perioada fundamentală în direcţie verticală, T_v, nu este mai mare de 0,1 secunde, unde:

$$T_v = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K_v}} \tag{11.4}$$

(5) Deplasarea centrului de rigiditate sub acţiunea seismică se calculează pentru fiecare direcţie orizontală, cu expresia:

$$d_{dc} = \frac{MS_e\left(T_{eff},\xi_{eff}\right)}{K_{eff,\min}} \tag{11.5}$$

unde:

$S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ este acceleraţia spectrală definită la 3.2.2.2, luând în considerare valoarea potrivită a amortizării ξ_{eff} conform 11.9.2 (3).

(6) Forţele orizontale aplicate la fiecare nivel al suprastructurii se calculează pentru fiecare direcţie orizontală cu expresia:

$$f_j = m_j S_e\left(T_{eff},\xi_{eff}\right) \tag{11.6}$$

unde m_j este masa nivelului j.

(7) Sistemul de forţe obţinute conform (6) induce efecte de torsiune datorate excentricităţilor naturale (structurale) şi accidentale.

(8) În cazul în care condiţia dată în (2) de mai sus privind neglijarea mişcării de torsiune în jurul axei verticale este satisfăcută, efectele de torsiune în dispozitivele individuale pot fi evaluate amplificând în fiecare direcţie efectele definite la (5) şi (6) cu factorul δ_i (exemplificat pentru direcţia x).

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{l_{tot,y}}{r_y^2}\, y_i \tag{11.7}$$

unde:

y direcţia orizontală perpendicular pe direcţia considerată x

(x_i, y_i) coordonatele izolatorului i în raport cu centrul de rigiditate efectiv

$l_{tot,y}$ excentricitatea totală în direcţia y

r_y raza de torsiune a sistemului izolator, stabilit cu expresia:

$$r_y^2 = \sum\left(x_i^2 k_{yi} + y_i^2 k_{xi}\right) / \sum k_{xi} \tag{11.8}$$

k_{xi}, k_{yi} rigidităţile efective ale izolatorului i în direcţiile x şi y

(9) Efectele de torsiune în suprastructură se pot evalua conform 4.5.3.2.4.

11.9.4. Calculul liniar modal simplificat

(1) Dacă dispozitivele izolatoare pot fi considerate ca având o comportare echivalent liniară, dar condiţiile 11.9.3(2), (3) şi dacă este cazul (4) nu sunt satisfăcute, se poate efectua un calcul modal conform 4.5.3.3.

(2) În cazul în care condiţiile (2), (3) şi dacă este cazul (4) sunt îndeplinite, se poate utiliza un calcul simplificat, care consideră deplasările orizontale şi mişcarea de torsiune în jurul axei verticale şi presupune că infrastructura şi suprastructura au comportare de corp rigid. În acest caz, excentricitatea accidentală (conform 4.5.2.1) a

masei suprastructurii trebuie luată în considerare în calcul. Deplasările fiecărui punct al structurii de determină prin compunerea deplasărilor de translaţie şi de rotaţie. Această procedură se aplică la evaluarea rigidităţii efective a fiecărui izolator. Forţele de inerţie şi momentele se iau în considerare apoi la verificarea izolatorilor, a infrastructurii şi suprastructurii.

11.9.5. Calculul dinamic

(1) Dacă sistemul izolator nu poate fi reprezentat de un model liniar echivalent (de exemplu, dacă condiţiile de la 11.9.2(5) nu sunt îndeplinite) răspunsul trebuie evaluat printr-un calcul dinamic, utilizând legi constitutive pentru izolatori care să poată reproduce comportarea sistemului în domeniul deformaţiilor şi vitezelor anticipate în ipoteza de proiectare seismică.

11.9.6. Elemente nestructurale

(1) La clădiri elementele nestructurale vor fi calculate conform prevederilor capitolul 10, considerând efectele dinamice ale izolării.

11.10. Verificări la starea limită ultimă

(1) Infrastructura va fi verificată sub forţele de inerţie aplicate direct asupra acesteia şi sub forţele şi momentele transmise de sistemul izolator.

(2) Elementele infrastructurii şi suprastructurii vor fi verificate la starea limită ultimă folosind coeficientul γ_M definit în secţiunile relevante ale codului.

(3) În cazul clădirilor, verificările de siguranţă referitoare la echilibrul şi rezistenţa în infrastructură şi suprastructură vor fi efectuate conform 4.6. Nu este necesar să se satisfacă condiţiile proiectării capacităţii de rezistenţă şi cele de ductilitate globală sau locală.

(4) Elementele structurale ale infrastructurii şi suprastructurii pot fi proiectate ca nedisipative. Pentru construcţiile din beton, oţel şi compozite se poate adopta clasa de ductilitate L, corespunzătoare construcţiilor pentru alte încărcări decât cele seismice.

(5) Condiţia de rezistenţă a elementelor structurale ale suprastructurii se poate considera satisfăcută pentru încărcări seismice corespunzătoare unui factor de comportare $q=1.5$.

(6) Rezistenţa sistemului izolator se va evalua considerând factorul γ_x definit la 11.3(2).

(7) Depinzând de tipul de dispozitiv considerat, rezistenţa elementelor izolatoare se evaluează la starea limită ultimă fie în funcţie de:

(a) Forţe, luând în considerare valorile maxime ale forţelor orizontale şi verticale în situaţia de proiectare la cutremur, inclusiv efectele de răsturnare, fie în funcţie de:

(b) Deplasarea orizontală totală între feţele superioară şi inferioară a dispozitivului. Deplasarea orizontală totală include distorsiunea datorată acţiunii seismice de proiectare şi efectelor contracţiei, curgerii lente, temperaturii şi postcomprimării (la elementele de beton precomprimat).

Notă: Capitolul 11 reproduce practic nemodificat textul capitolului cu acelaşi titlu din SR EN 1998-1:2004. Se dau aici numai principiile generale ale proiectării izolatorilor seismici. Acolo unde este cazul s-au adoptat prevederile potrivit condiţiilor seismice din ţara noastră, în special din zona capitalei.

ANEXA A. ACŢIUNEA SEISMICĂ: DEFINIŢII ŞI PREVEDERI SUPLIMENTARE

A.1. Definiţiile perioadelor de control (colţ) ale spectrelor de răspuns

(1) Perioadele de control (colţ) ale spectrelor de răspuns elastic, T_C si T_D, se definesc după cum urmează:

$$T_C = 2\pi \frac{EPV}{EPA} \qquad \text{(A1.1)}$$

$$T_D = 2\pi \frac{EPD}{EPV} \qquad \text{(A1.2)}$$

unde valorile de vârf efective ale mişcării terenului sunt: *EPA* acceleraţia efectivă de vârf, *EPV* viteza efectivă de vârf si *EPD* este deplasarea efectivă de vârf.

(2) Definiţia mărimilor *EPA, EPV* si *EPD* - invariantă faţă de conţinutul de frecvenţe al mişcărilor seismice - se obţine prin medierea spectrului de răspuns al acceleraţiilor absolute $SA(T)$, a spectrului de răspuns al vitezelor relative $SV(T)$ şi a spectrului de răspuns al deplasărilor relative $SD(T)$ pe un interval de perioade cu lăţimea de referinţă de *0,4* s. Intervalul de mediere este mobil şi se poziţionează pe axa perioadelor acolo unde se realizează maximul mediei valorilor spectrale, respectiv:

$$EPA = \frac{(SA_{\text{mediat pe 0,4s}})\max}{2{,}5} \qquad \text{(A1.3)}$$

$$EPV = \frac{(SV_{\text{mediat pe 0,4s}})\max}{2{,}5} \qquad \text{(A1.4)}$$

$$EPD = \frac{(SD_{\text{mediat pe 0,4s}})\max}{2{,}5}. \qquad \text{(A1.5)}$$

(3) Valorile perioadelor de control (colţ) ale spectrelor de răspuns elastic, T_C si T_D, au fost calculate conform definiţiilor A1.1 si A1.2 pentru accelerogramele înregistrate la cutremurele moderate si puternice din România şi au fost utilizate pentru realizarea hărţii din Figura 3.2 - Zonarea teritoriului României în termeni de perioada de control (colţ), T_C a spectrului de răspuns, precum şi pentru stabilirea valorilor din Tabelul 3.1.

A.2. Perioada (frecvenţa) predominantă a vibraţiilor terenului

(1) Perioada (frecvenţa) predominantă a vibraţiilor terenului în amplasament T_p (f_p) se defineşte ca fiind abscisa pe axa perioadelor (frecvenţelor) ce corespunde vârfului *accentuat* marcat in densitatea spectrală de putere a acceleraţiei terenului înregistrată la un anumit amplasament.

(2) Conceptul de perioadă predominantă lungă se utilizează numai pentru terenuri caracterizate de mişcări seismice cu bandă îngustă de frecvenţă şi nu se aplică în cazul mişcărilor cu bandă lată sau intermediară de frecvenţe.

(3) Pentru sursa seismică subcrustală Vrancea, se vor avea în vedere numai înregistrările cutremurelor de magnitudine mare şi medie, cu M_w>7,0.

În particular pentru Câmpia Română. evidenţă instrumentală la cutremurele cu magnitudine Gutenberg-Richter $M \geq 7{,}0$ şi magnitudine moment $M_w \geq 7{,}2$ din sursa seismică subcrustală Vrancea a arătat existenţa perioadelor predominante lungi T_p = 1,3 ÷ 1,7s ale vibraţiilor terenului în unele amplasamente din zona municipiului Bucureşti (Est, Sud şi parţial centru, a se vedea şi Figura A.1).

(4) Amplasamentele caracterizate de o perioadă predominantă lungă de vibraţie a terenului sunt periculoase pentru clădirile înalte şi construcţiile flexibile ale căror vibraţii pot deveni cvasirezonante cu vibraţiile terenului.

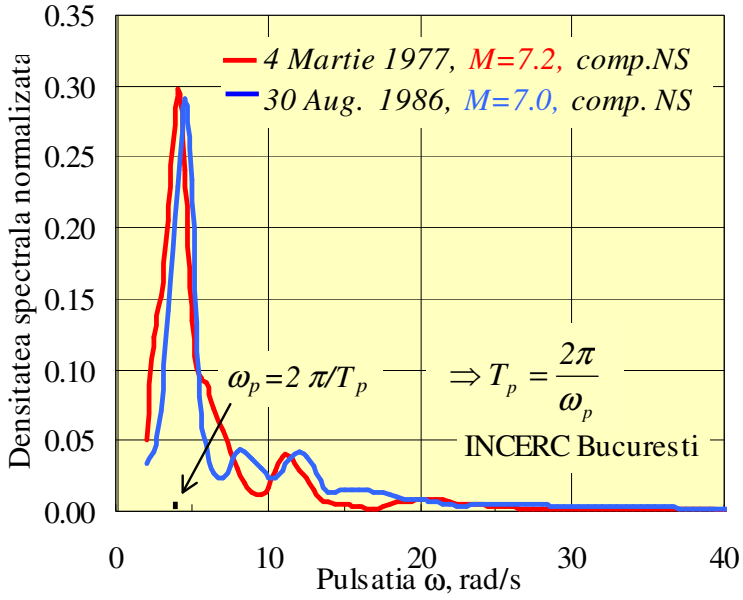


Figura A.1. Densitatea spectrală de putere normalizată pentru componenta NS a înregistrărilor cutremurelor vrâncene din 1977 şi 1986 la staţia INCERC (Estul municipiului Bucureşti)

A.3. Caracterizarea seismică a condiţiilor de teren

(1) Pentru construcţiile încadrate clasa I de importanţă-expunere şi pentru clădirile încadrate în clasa II de importanţă-expunere care au înălţimea totală supraterană mai mare de 45m se vor efectua studii specifice pentru caracterizarea seismică a condiţiilor de teren în amplasament. Aceste studii trebuie să conţină:

(i) Profilul vitezei undelor de forfecare V_s şi al undelor de compresiune V_p, pentru toate stratele de teren de la suprafaţă până la roca de bază; simplificat şi convenţional, profilul poate fi determinat pentru 30 metri adâncime;

(ii) Stratigrafia amplasamentului (grosimea, densitatea şi tipul terenului);

(iii) Valoarea medie ponderată a vitezei undelor de forfecare pentru stratigrafia considerată, $\overline{V_S}$:

$$\overline{V_S} = \frac{\sum_{i=1}^{n} h_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{V_{s,i}}} \qquad \text{(A3.1)}$$

unde h_i si $V_{s,i}$ reprezintă grosimea şi respectiv viteza undelor de forfecare pentru stratul *i*.

Mărimea $\overline{V_S}$ se calculează pentru cel puţin 30 m de profil de teren.

(2) Pe baza valorilor vitezei medii ponderate – in stratigrafia superficială cu grosime de 30m - $\overline{V_S}$, condiţiile de teren se clasifică în următoarele 4 clase:

Clasa A, teren tip roca $\overline{V_S} \geq 760$ m/s,

Clasa B, teren tare $360 < \overline{V_S} < 760$ m/s,

Clasa C, teren intermediar $180 < \overline{V_S} \leq 360$ m/s,

Clasa D, teren moale $\overline{V_S} \leq 180$ m/s.

(3) În lipsa altor date, pentru stabilirea spectrelor de răspuns elastic corespunzătoare clasei de teren astfel determinate se pot utiliza metodologii adecvate din practica internaţională.

(4) Estimarea perioadei de vibraţie a pachetului de strate de teren de grosime *h=30m* de la suprafaţa terenului, $T_{s,30}$ se poate face simplificat cu formula:

$$T_{s,30} = \frac{4h}{\overline{V_s}}. \qquad \text{(A3.2)}$$

A.4. Instrumentarea seismică a clădirilor

(1) În zonele seismice pentru care valoarea acceleraţiei de proiectare $a_g \geq 0{,}25g$, construcţiile încadrate clasa I de importanţă-expunere şi clădirile încadrate în clasa II de importanţă-expunere care au înălţimea totală supraterană mai mare de 45m vor fi instrumentate seismic cu accelerometre digitale amplasate la ultimul nivel şi în câmp liber / la baza construcţiei precum şi, opţional, în foraje specifice de adâncime sau în alte poziţii în clădire.

(2) Instrumentarea, întreţinerea şi exploatarea revine proprietarului construcţiei iar înregistrările obţinute în timpul cutremurelor puternice vor fi puse la dispoziţia autorităţilor.

A.5. Spectrul de răspuns elastic pentru diferite fracţiuni din amortizarea critică

(1) Pentru situaţiile de proiectare în care este necesară utilizarea unui spectru de răspuns elastic al acceleraţiilor absolute pentru o altă fracţiune din amortizarea critică decât cea convenţională (ξ = 5%), se recomandă utilizarea următoarei relaţii de conversie a ordonatelor spectrale:

$$S_e(T)_{\xi\neq 5\%} = \begin{cases} a_g + \left(S_e(T)_{\xi=5\%} \cdot \eta - a_g\right) \cdot \dfrac{T}{T_B}, & 0 \le T \le T_B \\ S_e(T)_{\xi=5\%} \cdot \eta, & T > T_B \end{cases} \qquad \text{(A5.1)}$$

unde:

$S_e(T)_{\xi=5\%}$ - spectrul de răspuns elastic corespunzător fracţiunii din amortizarea critică convenţională, ξ=5%;

$S_e(T)_{\xi\neq 5\%}$ - spectrul de răspuns elastic corespunzător unei alte fracţiuni din amortizarea critică, $\xi\neq$5%;

η - factorul de corecţie ce ţine cont de amortizare, determinat cu relaţia următoare:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0{,}55 \qquad \text{(A5.2)}$$

A.6. Acceleraţia seismică a terenului in România

(1) Valorile acceleraţiei terenului pentru proiectare, a_g sunt date în zonarea seismică din Figura 3.1 şi corespund unui interval mediu de recurenţă *IMR*=225 ani (20% probabilitate de depăşire în 50 de ani).

(2) În Tabelul A1 sunt date valorile acceleraţiei terenului pentru proiectare, a_g din Figura 3.1 şi ale perioadei de control (colţ), T_C din Figura 3.2 pentru 337 localitaţi urbane din România.

Tabel A1. Valorile acceleraţiei terenului pentru proiectare, a_g şi valorile perioadei de control (colţ), T_C pentru localităţile urbane din România (conform Fig. 3.1 şi Fig.3.2)

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
1	Abrud	ALBA	0,7	0,10g
2	Adamclisi	CONSTANŢA	0,7	0,20g
3	Adjud	VRANCEA	1,0	0,40g
4	Agnita	SIBIU	0,7	0,20g
5	Aiud	ALBA	0,7	0,10g
6	ALBA IULIA	ALBA	0,7	0,10g
7	Aleşd	BIHOR	0,7	0,10g
8	ALEXANDRIA	TELEORMAN	1,0	0,25g
9	Amara	IALOMIŢA	1,0	0,30g
10	Anina	CARAŞ-SEVERIN	0,7	0,20g
11	Aninoasa	HUNEDOARA	0,7	0,10g
12	ARAD	ARAD	0,7	0,20g
13	Ardud	SATU MARE	0,7	0,15g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
14	Avrămeni	BOTOŞANI	0,7	0,15g
15	Avrig	SIBIU	0,7	0,20g
16	Azuga	PRAHOVA	0,7	0,25g
17	Babadag	TULCEA	0,7	0,20g
18	BACĂU	BACĂU	0,7	0,35g
19	Baia de Aramă	MEHEDINŢI	0,7	0,15g
20	Baia de Arieş	ALBA	0,7	0,10g
21	BAIA MARE	MARAMUREŞ	0,7	0,15g
22	Baia Sprie	MARAMUREŞ	0,7	0,15g
23	Balş	DOLJ	1,0	0,20g
24	Banloc	TIMIŞ	0,7	0,25g
25	Baraolt	COVASNA	0,7	0,20g
26	Basarabi	CONSTANŢA	0,7	0,20g
27	Băicoi	PRAHOVA	1,0	0,35g
28	Băbeni	VÂLCEA	0,7	0,20g
29	Băile Govora	VÂLCEA	0,7	0,20g
30	Băile Herculane	CARAŞ-SEVERIN	0,7	0,20g
31	Băile Olăneşti	VÂLCEA	0,7	0,20g
32	Băile Tuşnad	HARGHITA	0,7	0,20g
33	Băileşti	DOLJ	1,0	0,15g
34	Bălan	HARGHITA	0,7	0,20g
35	Bălceşti	VÂLCEA	1,0	0,20g
36	Băneasa	CONSTANŢA	0,7	0,20g
37	Bârlad	VASLUI	1,0	0,35g
38	Bechet	DOLJ	1,0	0,20g
39	Beclean	BISTRIŢA NĂSĂUD	0,7	0,10g
40	Beiuş	BIHOR	0,7	0,10g
41	Berbeşti	VÂLCEA	0,7	0,20g
42	Bereşti	GALAŢI	0,7	0,35g
43	Bicaz	NEAMŢ	0,7	0,25g
44	BISTRIŢA	BISTRIŢA NĂSĂUD	0,7	0,10g
45	Blaj	ALBA	0,7	0,15g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
46	Bocşa	CARAŞ-SEVERIN	0,7	0,15g
47	Boldeşti-Scăeni	PRAHOVA	1,6	0,40g
48	Bolintin-Vale	GIURGIU	1,6	0,30g
49	Borod	BIHOR	0,7	0,10g
50	Borsec	HARGHITA	0,7	0,10g
51	Borşa	MARAMUREŞ	0,7	0,10g
52	BOTOŞANI	BOTOŞANI	0,7	0,20g
53	Brad	HUNEDOARA	0,7	0,10g
54	Bragadiru	ILFOV	1,6	0,30g
55	BRAŞOV	BRAŞOV	0,7	0,20g
56	BRĂILA	BRĂILA	1,0	0,30g
57	Breaza	PRAHOVA	0,7	0,35g
58	Brezoi	VÂLCEA	0,7	0,20g
59	Broşteni	SUCEAVA	0,7	0,15g
60	Bucecea	BOTOŞANI	0,7	0,20g
61	BUCUREŞTI	BUCUREŞTI	1,6	0,30g
62	Budeşti	CĂLĂRAŞI	1,6	0,25g
63	Buftea	ILFOV	1,6	0,30g
64	Buhuşi	BACĂU	0,7	0,30g
65	Bumbeşti-Jiu	GORJ	0,7	0,15g
66	Buşteni	PRAHOVA	0,7	0,30g
67	BUZĂU	BUZĂU	1,6	0,35g
68	Buziaş	TIMIŞ	0,7	0,15g
69	Cajvana	SUCEAVA	0,7	0,15g
70	Calafat	DOLJ	1,0	0,15g
71	Caracal	OLT	1,0	0,20g
72	Caransebeş	CARAŞ-SEVERIN	0,7	0,15g
73	Carei	SATU MARE	0,7	0,20g
74	Cavnic	MARAMUREŞ	0,7	0,15g
75	Călan	HUNEDOARA	0,7	0,10g
76	CĂLĂRAŞI	CĂLĂRAŞI	1,0	0,25g
77	Călimăneşti	VÂLCEA	0,7	0,25g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
78	Căzăneşti	IALOMIŢA	1,0	0,30g
79	Câmpia Turzii	CLUJ	0,7	0,10g
80	Câmpeni	ALBA	0,7	0,10g
81	Câmpina	PRAHOVA	1,0	0,35g
82	Câmpulung	ARGEŞ	0,7	0,30g
83	Câmpulung Moldovenesc	SUCEAVA	0,7	0,15g
84	Ceahlău	NEAMŢ	0,7	0,20g
85	Cehu Silvaniei	SĂLAJ	0,7	0,10g
86	Cernavodă	CONSTANŢA	1,0	0,20g
87	Chişineu-Criş	ARAD	0,7	0,10g
88	Chitila	ILFOV	1,6	0,30g
89	Ciacova	TIMIŞ	0,7	0,25g
90	Cisnădie	SIBIU	0,7	0,20g
91	CLUJ-NAPOCA	CLUJ	0,7	0,10g
92	Codlea	BRAŞOV	0,7	0,20g
93	Colibaşi	ARGES	0,7	0,25g
94	Comarnic	PRAHOVA	1,0	0,35g
95	Comăneşti	BACĂU	0,7	0,35g
96	CONSTANŢA	CONSTANŢA	0,7	0,20g
97	Copşa Mică	SIBIU	0,7	0,15g
98	Corabia	OLT	1,0	0,20g
99	Corugea	TULCEA	0,7	0,20g
100	Costeşti	ARGEŞ	1,0	0,25g
101	Cotnari	IAŞI	0,7	0,25g
102	Covasna	COVASNA	1,0	0,25g
103	CRAIOVA	DOLJ	1,0	0,20g
104	Cristuru Secuiesc	HARGHITA	0,7	0,15g
105	Cugir	ALBA	0,7	0,10g
106	Curtea de Argeş	ARGEŞ	0,7	0,25g
107	Curtici	ARAD	0,7	0,15g
108	Darabani	BOTOŞANI	0,7	0,15g
109	Dăbuleni	DOLJ	0,7	0,20g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
110	Dărmăneşti	BACĂU	0,7	0,35g
111	Dej	CLUJ	0,7	0,10g
112	Deta	TIMIŞ	0,7	0,20g
113	DEVA	HUNEDOARA	0,7	0,10g
114	Dolhasca	SUCEAVA	0,7	0,20g
115	Dorohoi	BOTOŞANI	0,7	0,15g
116	Dragomireşti	MARAMUREŞ	0,7	0,10g
117	Drăgăşani	VÂLCEA	1,0	0,20g
118	Drăgăneşti-Olt	OLT	1,0	0,20g
119	DROBETA TURNU SEVERIN	MEHEDINŢI	0,7	0,15g
120	Dumbrăveni	SIBIU	0,7	0,20g
121	Eforie Nord	CONSTANŢA	0,7	0,20g
122	Eforie Sud	CONSTANŢA	0,7	0,20g
123	Făgăraş	BRAŞOV	0,7	0,20g
124	Făget	TIMIŞ	0,7	0,10g
125	Fălticeni	SUCEAVA	0,7	0,20g
126	Făurei	BRĂILA	1,0	0,30g
127	Feteşti	IALOMIŢA	1,0	0,25g
128	Fieni	DÂMBOVIŢA	0,7	0,30g
129	Fierbinţi-Târg	IALOMIŢA	1,6	0,35g
130	Filiaşi	DOLJ	0,7	0,20g
131	Flămânzi	BOTOŞANI	0,7	0,20g
132	FOCŞANI	VRANCEA	1,0	0,40g
133	Fundulea	CĂLĂRAŞI	1,0	0,30g
134	Frasin	SUCEAVA	0,7	0,15g
135	GALAŢI	GALAŢI	1,0	0,30g
136	Găeşti	DÂMBOVIŢA	1,0	0,30g
137	Gătaia	TIMIŞ	0,7	0,15g
138	Geoagiu	HUNEDOARA	0,7	0,10g
139	Gheorgheni	HARGHITA	0,7	0,15g
140	Gherla	CLUJ	0,7	0,10g
141	Ghimbav	BRAŞOV	0,7	0,20g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
142	GIURGIU	GIURGIU	1,0	0,25g
143	Griviţa	IALOMIŢA	1,0	0,30g
144	Gurahonţ	ARAD	0,7	0,10g
145	Gura Humorului	SUCEAVA	0,7	0,15g
146	Haţeg	HUNEDOARA	0,7	0,10g
147	Hârlău	IAŞI	0,7	0,20g
148	Hârşova	CONSTANŢA	1,0	0,25g
149	Holod	BIHOR	0,7	0,10g
150	Horezu	GORJ	0,7	0,20g
151	Huedin	CLUJ	0,7	0,10g
152	Hunedoara	HUNEDOARA	0,7	0,10g
153	Huşi	VASLUI	0,7	0,25g
154	Ianca	BRĂILA	1,0	0,30g
155	IAŞI	IAŞI	0,7	0,25g
156	Iernut	MUREŞ	0,7	0,15g
157	Ineu	ARAD	0,7	0,10g
158	Isaccea	TULCEA	0,7	0,25g
159	Însurăţei	BRĂILA	1,0	0,30g
160	Întorsura Buzăului	COVASNA	0,7	0,25g
161	Jimbolia	TIMIŞ	0,7	0,20g
162	Jibou	SĂLAJ	0,7	0,10g
163	Jurilovca	TULCEA	0,7	0,20g
164	Lehliu Gară	CĂLĂRAŞI	1,0	0,30g
165	Lipova	ARAD	0,7	0,15g
166	Liteni	SUCEAVA	0,7	0,20g
167	Livada	SATU MARE	0,7	0,15g
168	Luduş	MUREŞ	0,7	0,15g
169	Lugoj	TIMIŞ	0,7	0,15g
170	Lupeni	HUNEDOARA	0,7	0,10g
171	Mangalia	CONSTANŢA	0,7	0,20g
172	Marghita	BIHOR	0,7	0,15g
173	Măcin	TULCEA	0,1	0,25g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
174	Măgurele	ILFOV	1,6	0,30g
175	Mărăşeşti	VRANCEA	1,0	0,40g
176	Medgidia	CONSTANŢA	0,7	0,20g
177	Mediaş	SIBIU	0,7	0,20g
178	MIERCUREA CIUC	HARGHITA	0,7	0,20g
179	Miercurea Nirajului	MUREŞ	0,7	0,15g
180	Miercurea Sibiului	SIBIU	0,7	0,15g
181	Mihăileşti	GIURGIU	1,6	0,30g
182	Milisăuţi	SUCEAVA	0,7	0,15g
183	Mizil	PRAHOVA	1,6	0,40g
184	Moineşti	BACĂU	0,7	0,35g
185	Moldova Nouă	CARAŞ-SEVERIN	0,7	0,25g
186	Moneasa	ARAD	0,7	0,10g
187	Moreni	DÂMBOVIŢA	0,7	0,35g
188	Motru	GORJ	0,7	0,15g
189	Murgeni	VASLUI	0,7	0,30g
190	Nădlac	ARAD	0,7	0,20g
191	Năsăud	BISTRIŢA NĂSĂUD	0,7	0,10g
192	Năvodari	CONSTANŢA	0,7	0,20g
193	Negreşti	VASLUI	0,7	0,30g
194	Negreşti Oaş	SATU MARE	0,7	0,15g
195	Negru Vodă	CONSTANŢA	0,7	0,20g
196	Nehoiu	BUZĂU	1,6	0,40g
197	Novaci	GORJ	0,7	0,15g
198	Nucet	BIHOR	0,7	0,10g
199	Ocna Mureş	ALBA	0,7	0,10g
200	Ocna Sibiului	SIBIU	0,7	0,20g
201	Ocnele Mari	VÂLCEA	0,7	0,25g
202	Odobeşti	VRANCEA	1,0	0,40g
203	Odorheiul Secuiesc	HARGHITA	0,7	0,15g
204	Oltenița	CĂLĂRAȘI	1,0	0,25g
205	Oneşti	BACĂU	0,7	0,35g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
206	ORADEA	BIHOR	0,7	0,15g
207	Oraviţa	CARAŞ-SEVERIN	0,7	0,20g
208	Orăştie	HUNEDOARA	0,7	0,10g
209	Orşova	MEHEDINŢI	0,7	0,20g
210	Otopeni	ILFOV	1,6	0,30g
211	Oţelu Roşu	CARAŞ-SEVERIN	0,7	0,10g
212	Ovidiu	CONSTANŢA	0,7	0,20g
213	Panciu	VRANCEA	1,0	0,40g
214	Pantelimon	ILFOV	1,6	0,30g
215	Paşcani	IAŞI	0,7	0,25g
216	Pătârlagele	BUZĂU	1,6	0,40g
217	Pâncota	ARAD	0,7	0,10g
218	Pecica	ARAD	0,7	0,20g
219	Petrila	HUNEDOARA	0,7	0,10g
220	Petroşani	HUNEDOARA	0,7	0,10g
221	PIATRA NEAMŢ	NEAMŢ	0,7	0,25g
222	Piatra Olt	DOLJ	1,0	0,20g
223	PITEŞTI	ARGEŞ	0,7	0,25g
224	PLOIEŞTI	PRAHOVA	1,6	0,35g
225	Plopeni	PRAHOVA	1,6	0,40g
226	Podu Iloaiei	IAŞI	0,7	0,25g
227	Pogoanele	BUZĂU	1,6	0,35g
228	Popeşti Leordeni	ILFOV	1,6	0,30g
229	Potcoava	OLT	1,0	0,25g
230	Predeal	BRAŞOV	0,7	0,25g
231	Pucioasa	DÂMBOVIŢA	0,7	0,30g
232	Răcari	DÂMBOVIŢA	1,6	0,30g
233	Rădăuţi	SUCEAVA	0,7	0,20g
234	Răuseni	BOTOŞANI	0,7	0,20g
235	Râmnicu Sărat	BUZĂU	1,6	0,35g
236	RÂMNICU VÂLCEA	VÂLCEA	0,7	0,25g
237	Râşnov	BRAŞOV	0,7	0,20g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
238	Recaş	TIMIŞ	0,7	0,20g
239	Reghin	MUREŞ	0,7	0,10g
240	REŞIŢA	CARAŞ-SEVERIN	0,7	0,15g
241	Roman	NEAMŢ	0,7	0,30g
242	Roşiori de Vede	TELEORMAN	1,0	0,25g
243	Rovinari	GORJ	0,7	0,15g
244	Roznov	NEAMŢ	0,7	0,30g
245	Rupea	BRAŞOV	0,7	0,20g
246	Salcea	SUCEAVA	0,7	0,20g
247	Salonta	BIHOR	0,7	0,10g
248	Sântana	ARAD	0,7	0,15g
249	SATU MARE	SATU MARE	0,7	0,15g
250	Săcele	BRAŞOV	0,7	0,20g
251	Săcuieni	BIHOR	0,7	0,20g
252	Sălişte	SIBIU	0,7	0,15g
253	Sălişte a de Sus	MARAMUREŞ	0,7	0,10g
254	Sărmaşu	MUREŞ	0,7	0,10g
255	Săvârşin	ARAD	0,7	0,10g
256	Săveni	BOTOŞANI	0,7	0,15g
257	Sângeorz Băi	BISTRIŢA NĂSĂUD	0,7	0,10g
258	Sângeorgiu de Pădure	MUREŞ	0,7	0,15g
259	Sânnicolau Mare	TIMIŞ	0,7	0,20g
260	Scorniceşti	OLT	1,0	0,25g
261	Sebeş	ALBA	0,7	0,10g
262	Sebiş	ARAD	0,7	0,10g
263	Seini	MARAMUREŞ	0,7	0,15g
264	Segarcea	DOLJ	1,0	0,20g
265	SFÂNTU GHEORGHE	COVASNA	0,7	0,20g
266	Sf. Gheorghe	TULCEA	0,7	0,20g
267	SIBIU	SIBIU	0,7	0,20g
268	Sighetul Marmaţiei	MARAMUREŞ	0,7	0,20g
269	Sighişoara	MUREŞ	0,7	0,15g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
270	Simeria	HUNEDOARA	0,7	0,10g
271	Sinaia	PRAHOVA	0,7	0,30g
272	Siret	SUCEAVA	0,7	0,20g
273	SLATINA	OLT	1,0	0,20g
274	Slănic Moldova	BACĂU	0,7	0,35g
275	Slănic Prahova	PRAHOVA	1,6	0,40g
276	SLOBOZIA	IALOMIŢA	1,0	0,25g
277	Solca	SUCEAVA	0,7	0,15g
278	Sovata	MUREŞ	0,7	0,10g
279	Stei	BIHOR	0,7	0,10g
280	Strehaia	MEHEDINŢI	0,7	0,15g
281	SUCEAVA	SUCEAVA	0,7	0,20g
282	Sulina	TULCEA	0,7	0,20g
283	Şimleul Silvaniei	SĂLAJ	0,7	0,10g
284	Şomcuţa Mare	MARAMUREŞ	0,7	0,10g
285	Ştefăneşti	ARGEŞ	0,7	0,30g
286	Ştefăneşti	BOTOŞANI	0,7	0,20g
287	Tălmaciu	SIBIU	0,7	0,20g
288	Tăsnad	SATU MARE	0,7	0,15g
289	Tăuţii Magherăuş	MARAMUREŞ	0,7	0,15g
290	TÂRGOVIŞTE	DÂMBOVIŢA	1,0	0,30g
291	Târgu Bujor	GALAŢI	0,7	0,35g
292	Târgu Cărbuneşti	GORJ	0,7	0,15g
293	Târgu Frumos	IAŞI	0,7	0,25g
294	TÂRGU JIU	GORJ	0,7	0,15g
295	Târgu Lăpuş	MARAMUREŞ	0,7	0,10g
296	TÂRGU MUREŞ	MUREŞ	0,7	0,15g
297	Târgu Ocna	BACĂU	0,7	0,35g
298	Târgu Neamţ	NEAMŢ	0,7	0,25g
299	Târgu Secuiesc	COVASNA	0,7	0,25g
300	Târnăveni	MUREŞ	0,7	0,15g
301	Techirghiol	CONSTANŢA	0,7	0,20g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
302	Tecuci	GALAŢI	1,0	0,35g
303	Teiuş	ALBA	0,7	0,10g
304	Tismana	GORJ	0,7	0,15g
305	Titu	DÂMBOVIŢA	1,0	0,30g
306	TIMIŞOARA	TIMIŞ	0,7	0,20g
307	Topliţa	HARGHITA	0,7	0,10g
308	Topoloveni	ARGEŞ	1,0	0,30g
309	Turceni	GORJ	0,7	0,15g
310	Turnu Măgurele	TELEORMAN	1,0	0,20g
311	TULCEA	TULCEA	0,7	0,20g
312	Turda	CLUJ	0,7	0,10g
313	Tuşnad	HARGHITA	0,7	0,20g
314	Ţăndărei	IALOMIŢA	1,0	0,25g
315	Ţicleni	GORJ	0,7	0,15g
316	Ulmeni	MARAMUREŞ	0,7	0,10g
317	Ungheni	MUREŞ	0,7	0,15g
318	Uricani	HUNEDOARA	0,7	0,10g
319	Urlaţi	PRAHOVA	1,6	0,40g
320	Urziceni	IALOMIŢA	1,6	0,35g
321	Valea lui Mihai	BIHOR	0,7	0,20g
322	VASLUI	VASLUI	0,7	0,30g
323	Vaşcău	BIHOR	0,7	0,10g
324	Vatra Dornei	SUCEAVA	0,7	0,10g
325	Vălenii de Munte	PRAHOVA	1,6	0,40g
326	Vânju Mare	MEHEDINŢI	0,7	0,15g
327	Vicovu de Sus	SUCEAVA	0,7	0,15g
328	Victoria	BRAŞOV	0,7	0,25g
329	Videle	TELEORMAN	1,6	0,25g
330	Vişeu de Sus	MARAMUREŞ	0,7	0,10g
331	Vlăhiţa	HARGHITA	0,7	0,15g
332	Voluntari	ILFOV	1,6	0,30g
333	Vulcani	HUNEDOARA	0,7	0,10g

Nr.	Localitate	Judeţ	T_C (s)	a_g pentru *IMR*=225ani
334	ZALĂU	SĂLAJ	0,7	0,10g
335	Zărneşti	BRAŞOV	0,7	0,20g
336	Zimnicea	TELEORMAN	1,0	0,20g
337	Zlatna	ALBA	0,7	0,10g

NOTĂ: Valoarea acceleraţiei gravitaţionale, g se consideră 9,81 m/s^2

ANEXA B. METODE SIMPLIFICATE DE DETERMINARE A PERIOADELOR ŞI FORMELOR PROPRII DE VIBRAŢIE

B.1. Metoda aproximativă Rayleigh

(1) Perioada proprie fundamentală, corespunzătoare modului fundamental de translaţie se poate determina utilizând următoarea relaţie (Rayleigh):

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} W_i d_i}} \tag{B.1}$$

în care:

W_i încărcarea gravitaţională la nivelul "i ", corespunzătoare masei de nivel m_i

d_i deplasarea elastică pe direcţia gradului de libertate dinamică produsă de încărcările W_i $i= 1,2,\ldots,n$

n numărul de nivele

g acceleraţia gravitaţională.

(2) În relaţia de mai sus, forma proprie fundamentală este aproximată de deformata statică produsă de încărcările gravitaţionale W_i $(i=1,2\ldots,n)$ aplicate convenţional pe direcţiile gradelor de libertate dinamică orizontale. Structura elastică cu mase concentrate la nivelul planşeelor este considerată cu baza de rezemare încastrată.

(3) În metoda aproximativă Rayleigh se pot considera, alternativ, sisteme compatibile de forţe laterale F_i $(i=1,2\ldots,n)$ aplicate static, care produc deplasările orizontale d_i corespunzătoare. În acest caz, relaţia pentru determinarea aproximativă a perioadei fundamentale este:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^{n} F_i d_i}} \tag{B.2}$$

(4) Perioada fundamentală se poate determina aproximativ cu expresia:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \tag{B.3}$$

unde

d este deplasarea orizontală (în metri) la extremitatea superioară a clădirii (la nivelul acoperişului), produsă de încărcările gravitaţionale aplicate convenţional pe direcţia orizontală.

B.2. Formule simplificate pentru estimarea perioadei fundamentale

(1) Pentru proiectarea preliminară a clădirilor cu înălţimi până la 40 m, se poate utiliza următoarea formulă simplificată pentru estimarea perioadei fundamentale de translaţie:

$$T_1 = C_t H^{3/4} \tag{B.4}$$

unde :

T_1 este perioada fundamentală a clădirii, în secunde.

C_t este un coeficient ale cărui valori sunt funcţie de tipul structurii, după cum urmează :

$C_t = 0{,}085$ pentru cadre spaţiale din oţel,

$C_t = 0{,}075$ pentru cadre spaţiale din beton armat sau din oţel cu contravântuiri excentrice,

$C_t = 0{,}05$ pentru celelalte tipuri de structuri.

H înălţimea clădirii, în metri, măsurată de la nivelul fundaţiei sau de la extremitatea superioară a infrastructurii considerată rigidă.

(2) Alternativ, valoarea coeficientului C_t corespunzătoare clădirilor cu pereţi structurali din beton armat sau din zidărie este dată de relaţia

$$C_t = 0{,}075 \ / \sqrt{A_c} \tag{B.5}$$

unde

A_c aria totala efectivă (în m^2) a pereţilor structurali de la primul nivel al clădirii,

$$A_c = \sum_j A_j \left[0{,}2 + \left(l_{wj} / H\right)\right]^2 \tag{B.6}$$

A_j aria efectivă a secţiunii transversale (în m^2) a peretului structural "j" situat la primul nivel al clădirii,

l_{wj} lungimea peretelui structural "j" (în m) de la primul nivel, pe direcţie paralelă cu forţele aplicate, cu restricţia

$$l_{wj} / H < 0{,}9 \tag{B.7}$$

(3) Pentru structurile în cadre de beton armat şi oţel care nu depăşesc 12 etaje în înălţime şi au o înălţime minimă de etaj de aproximativ 3 metri, perioada fundamentală de translaţie pe orice direcţie orizontală se poate estima cu relaţia simplificată:

$$T_1 = 0{,}1\ n \tag{B.8}$$

unde "n" este numărul de niveluri al structurii.

B.3. Observaţii generale

(1) La proiectarea preliminară şi în metoda de calcul cu forţe seismice laterale, forma proprie fundamentală se poate aproxima printr-o variaţie liniară pe verticală.

(2) În relaţiile de mai sus nu se ţine seama de efectul reducerii rigidităţii elementelor de rezistenţă din beton armat ca urmare a fisurării acestora la acţiuni seismice severe. Ca urmare valorile perioadelor fundamentale de vibraţie reprezintă o limită inferioară.

(3) Valorile perioadelor fundamentale din relaţiile de mai sus corespund oscilaţiilor unidirecţionale.

ANEXA C. CALCULUL MODAL CU CONSIDERAREA COMPORTĂRII SPAŢIALE A STRUCTURILOR

C.1. Generalităţi

(1) În cazul construcţiilor cu distribuţie neuniformă a maselor şi rigidităţilor elementelor structurale, deplasările şi eforturile se vor determina pe un model spaţial de calcul.

Calculul răspunsului seismic structural, reprezentat de eforturi şi deplasări, se poate realiza prin integrarea directă a ecuaţiilor de mişcare sau prin suprapunerea răspunsurilor modale maxime.

Acţiunea seismică se schematizează prin mişcări de translaţie variabile în timp ale bazei de rezemare în trei direcţii ortogonale determinate, descrise prin accelerograme. Aceasta produce oscilaţii de translaţie şi de torsiune. Caracterul nesincron al mişcării seismice aplicate bazei structurii generează oscilaţii de torsiune chiar şi în cazul structurilor teoretic perfect simetrice. În calculul modal cu spectre de răspuns, acţiunea seismică se înlocuieşte cu spectre de răspuns de proiectare distincte asociate componentelor mişcarii.

Mişcarea seismică descrisă prin spectrul de răspuns de proiectare trebuie considerată cel puţin în direcţiile principale asociate structurii, pentru care se vor alege două sensuri de acţiune. Direcţiile principale de acţiune sunt definite de direcţia rezultantei forţei seismice de bază din modul fundamental şi de normala pe această direcţie. Răspunsul structurii se obţine prin combinarea răspunsurilor corespunzătoare celor două direcţii de acţiune seismică considerate.

(2) Reprezentarea mişcării seismice spaţiale şi calculul forţelor seismice prezentate în această anexă pot fi înlocuite, pentru obţinerea unor rezultate semnificative, cu modelări mai riguroase deduse pe baze stochastice.

(3) Calculul dinamic spaţial este necesar în cazul construcţiilor de importanţă ridicată, precum şi pentru construcţii care prezintă discontinuităţi ale distribuţiilor elementelor de rezistenţă şi maselor de nivel. Aceste situaţii sunt precizate in capitolul 4. Deasemenea, calculul modal spaţial furnizează informaţii privind conformarea structurală în vederea realizării unei distribuţii corecte a elementelor de rezistenţă verticale şi orizontale, pentru evitarea dezvoltării unor eforturi şi deplasări excesive provenite din torsiunea generală.

(4) Calculul spaţial permite o evaluare mai realistă a efectelor acţiunii seismice în comparaţie cu metodele de calcul plan. Prin integrarea ecuaţiilor de mişcare pentru un set adecvat de accelerograme, calculul dinamic spaţial furnizează un volum mare de informaţii şi necesită un efort substanţial pentru interpretarea şi utilizarea rezultatelor. Din acest motiv, în prezenta anexă se prezintă numai metoda pentru calculul răspunsurilor modale maxime utilizând spectrul de răspuns de proiectare asociat mişcării de translaţie a bazei de rezemare. Metoda de calcul cu spectre de răspuns poate fi descoperitoare dacă contribuţiile răspunsurilor modale exprimate prin factori de participare a maselor modale efective au valori sub 0,7. În acest caz, eforturile şi deformaţiile se limitează inferior la valorile furnizate de calculul plan.

(5) Relaţiile de calcul sunt stabilite în aceleaşi ipoteze şi au o formă asemănătoare cu relaţiile din secţiunea 4.5.

(6) În cazul structurilor care nu sunt simetrice în raport cu planele verticale *xoz* şi *yoz*, ecuaţiile de mişcare şi implicit vibraţiile structurii sunt cuplate elastic.

Ca urmare, răspunsul sistemului structural la componentele mişcării terenului pe direcţia *x* sau *y* va include următoarele deplasări suplimentare: translaţii în direcţiile *y* sau *x*, precum şi rotirea planşeelor în jurul axei verticale *oz*. Cuplarea vibraţiilor modale de translaţie şi de torsiune se identifică prin valori nenule ale factorilor de participare a maselor modale efective corespunzătoare.

În cazul structurilor simetrice, la care centrele de rigiditate coincid cu centrele maselor, ecuaţiile de mişcare se decuplează pentru cele trei direcţii ortogonale principale de oscilaţie.

Efectele produse de rotirea bazei generată de nesincronismul undelor seismice, precum şi ale eventualelor distribuţii neuniforme a maselor, diferite de cele admise în modelele de calcul, se vor obţine prin aplicarea forţelor seismice modale de nivel într-o poziţie diferită de cea a centrului maselor de nivel şi definită de o excentricitate accidentală.

(7) Deplasările şi acceleraţiile de nivel sunt raportate la centrul maselor de nivel.

(8) La structurile spaţiale elementele verticale şi orizontale de la un anumit nivel (stâlpi, pereţi structurali şi grinzi) sunt conectate la planşee care pot fi considerate indeformabile sau deformabile în planul lor. Din aceste considerente, anexa C prezintă procedeele generale de calcul, în scopul utilizării, cu mici intervenţii, a oricărui program de calcul automat destinat calculului dinamic liniar spaţial.

C.2. Determinarea fortelor seismice, eforturilor şi deplasărilor modale

(1) În cazul vibraţiilor spaţiale, forţele seismice de calcul asociate fiecărui mod de vibraţie se stabilesc cu relaţii similare relaţiilor prezentate în capitolul 4 pentru calculul plan.

Forma deformatei, definită de poziţiile deplasate ale centrelor maselor, este în general o curbă strâmbă în spaţiu, ca urmare a cuplajelor generate de distribuţia neuniformă a rigidităţilor şi a maselor. În consecinţă, forţele seismice asociate gradelor de libertate dinamică considerate vor avea orientări diferite în raport cu sistemul general de axe în care este descrisă structura, indiferent de direcţia acţiunii seismice. Fiecărui grad de libertate dinamică îi corespunde o componentă, forţa seismică statică echivalentă, pentru fiecare mod de vibraţie considerat.

La determinarea răspunsului structural la acţiuni seismice se pot distinge două situaţii:

- structuri cu planşee indeformabile în planul lor,
- structuri cu planşee deformabile sau fără planşee.

(2) În general, într-un punct nodal definit de intersecţia a cel puţin două elemente structurale, se consideră patru grade de libertate dinamică, trei de translaţie pe direcţiile axelor generale ce definesc structura (u_x, u_y, u_z) şi o rotaţie în jurul axei normale la baza de rezemare (θ_z dacă baza de rezemare se găseşte în planul orizontal *xOy*, cu axa *z* verticală).

Calculul răspunsului modal spaţial la acţiuni seismice in cazul prezenţei planşeelor indeformabile in planul lor se poate efectua în următoarele ipoteze :

- se neglijează cuplajele inerţiale,
- se neglijează influenţa componentei verticale a mişcării seismice a terenului,
- acţiunea seismică este reprezentată prin mişcarea terenului pe una din direcţiile axelor orizontale x sau y, sau într-o direcţie oarecare în planul bazei de rezemare,
- la fiecare nivel centrele maselor şi centrele de rigiditate sunt distincte şi se pot afla sau nu pe aceeaşi verticală a structurii; prin unirea lor rezultă fie o axă verticală dreaptă, fie o linie poligonală strâmbă în spaţiu,
- în centrul maselor de la fiecare planşeu se consideră trei grade de libertate dinamică, două translaţii u_x şi u_y în direcţiile axelelor x şi y şi o rotire u_θ în jurul axei verticale z (Figura C.1).

Masele se reduc în centrul maselor (Figura C.2) rezultând :

(i) mase de nivel:

$$m_i = \sum_{j=1}^{n} m_{i,j} + \sum_{j=1}^{n} A_j^* \overline{m}_j \qquad \text{(C.1)}$$

(ii) momente de inerţie ale maselor de nivel în raport cu axa verticală z considerată:

$$J_i = \sum_{j=1}^{n} m_{i,j} d_j^2 + \sum_{j=1}^{n} J_{m,j} \qquad \text{(C.2)}$$

în care

n numărul de mase discrete concentrate $m_{i,j}$ sau distribuite $\overline{m}_j$ pe suprafeţele A_j^*,

d_j distanţa de la centrul maselor la poziţia masei concentrate $m_{i,,j}$,

i indice de nivel, de la 1 la N,

N numărul total de niveluri ale construcţiei

C.M. = centrul maselor

C.R. = centrul de rigiditate

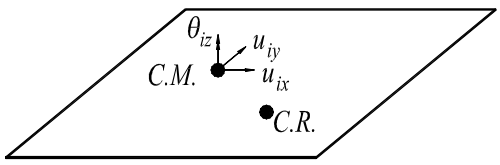


Figura C.1. Grade de libertate dinamică la nivelul *"i"* în ipoteza planşeului indeformabil în planul său

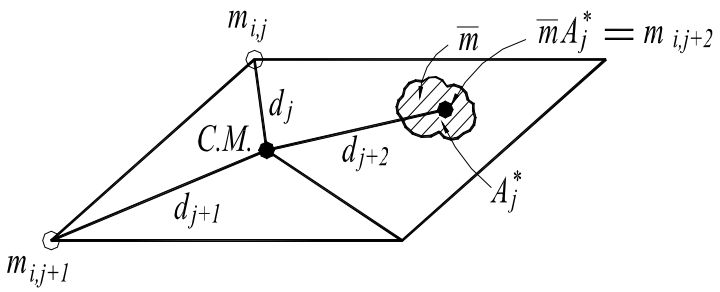


Figura C.2.

În cazul unei mase $\overline{m}$ distribuite uniform pe o suprafaţă A_j^* se obţine:

$m_{i,j} = A_j^* \overline{m}$ masa la nivelul *i* pe suprafaţa A_j^*

$J_{m,j} = I_{p,m} \overline{m}$ momentul de inerţie faţă de axa *z* din centrul de greutate al suprafeţei A_j^*, al masei $\overline{m}$ distribuite uniform

$I_{p,m}$ momentul de inerţie polar al suprafeţei A_j^* faţă de centrul sau de greutate.

Pentru un mod de vibraţie *k*, se definesc următoarele mărimi:

(i) masa modală generalizată în modul de vibraţie *k:*

$$M_k = \sum_{i=1}^{N} \left[m_i \left(s_{ix,k}^2 + s_{iy,k}^2 \right) + J_i s_{i\theta,k}^2 \right] \tag{C.3}$$

în care $s_{ix,k}$, $s_{iy,k}$ şi $s_{i\theta,k}$ sunt componentele din centrul maselor ale vectorului propriu în modul de vibraţie *k*, la nivelul *i*, pe direcţiile *x*, *y* şi *z*, respectiv.

(ii) factorii de participare modali

$$p_{x,k} = \sum_{i=1}^{N} m_i s_{ix,k}$$

$$p_{y,k} = \sum_{i=1}^{N} m_i s_{iy,k} \tag{C.4}$$

$$p_{\theta,k} = \sum_{i=1}^{N} J_i s_{i\theta,k}$$

(iii) masele modale efective

$$m_{x,k}^* = \frac{p_{x,k}^2}{M_k}$$

$$m_{y,k}^* = \frac{p_{y,k}^2}{M_k} \tag{C.5}$$

$$J_{\theta,k}^* = \frac{p_{\theta,k}^2}{M_k}$$

(iv) factorii de participare a maselor modale efective (coeficienţi de echivalenţă modali)

$$\varepsilon_{x,k} = \frac{m^*_{x,k}}{m}$$

$$\varepsilon_{y,k} = \frac{m^*_{y,k}}{m} \qquad \text{(C.6)}$$

$$\varepsilon_{\theta,k} = \frac{J^*_{\theta,k}}{J}$$

în care,

$$m = \sum_{i=1}^{N} m_i$$

$$J = \sum_{i=1}^{N} J_i \qquad \text{(C.7)}$$

reprezintă masa întregii construcţii, respectiv suma momentelor de inerţie ale maselor de nivel în raport cu axa verticală *z*.

(3) În cazul unei acţiuni seismice definite printr-un spectru de proiectare $S_{dx}(T) = \gamma_{I,e} S_d(T)$ (vezi relaţia 3.17 şi 3.18) asociat unei mişcări de translaţie a bazei într-o direcţie paralelă cu axa *x* se dezvoltă următoarele forţe tăietoare de bază modale şi momentul de torsiune :

$$F_{x,k} = \frac{p_{x,k}}{M_k} p_{x,k} S_{dx}(T_k) = S_{dx}(T_k) m^*_{x,k}$$

$$F_{y,k} = \frac{p_{x,k}}{M_k} p_{y,k} S_{dx}(T_k) = \frac{p_{y,k}}{p_{x,k}} F_{x,k} \qquad \text{(C.8)}$$

$$M_{\theta k} = \frac{p_{x,k}}{M_k} p_{\theta k} S_{dx}(T_k) = \frac{p_{\theta k}}{p_{x,k}} F_{x,k}$$

Pentru fiecare mod propriu de vibraţie *k*, pe direcţiile gradelor de libertate dinamica u_x, u_y, u_θ la fiecare nivel, în centrul maselor, se dezvoltă următoarele forţe seismice de nivel static şi momentele de torsiune (Figura C.3):

$$F_{i\,x,k} = F_{x,k} \frac{m_i s_{i\,x,k}}{p_{x,k}}$$

$$F_{i\,y,k} = F_{y,k} \frac{m_i s_{i\,y,k}}{p_{y,k}} \qquad \text{(C.9)}$$

$$M_{i\,\theta,k} = M_{\theta,k} \frac{J_i s_{i\,\theta,k}}{p_{\theta,k}}$$

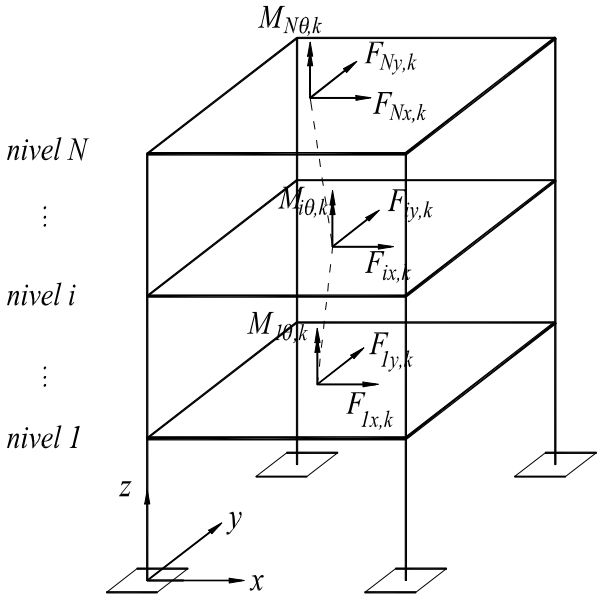


Figura C.3. Forţe seismice de nivel static echivalente în modul *k* de vibraţie

Pentru o mişcare de translaţie a terenului în direcţia *y*, reprezentată prin spectrul de proiectare $S_{dy}(T) = \gamma_{I,e} S_d(T)$, forţele tăietoare modale la baza structurii sunt :

$$F_{x,k} = \frac{p_{x,k}}{p_{y,k}} F_{y,k}$$

$$F_{y,k} = S_{dy}(T_k) m^*_{y,k} \qquad \text{(C.10)}$$

$$M_{\theta,k} = \frac{p_{\theta,k}}{p_{y,k}} F_{y,k}$$

În această situaţie, forţele seismice modale de nivel static echivalente se obţin cu relaţiile (C9) de mai sus.

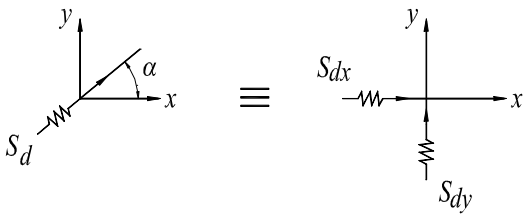


Figura C.4

În cazul unei mişcări seismice descrise ca o translaţie a terenului într-o direcţie având orientarea α faţă de axa *x* (figura C4), la baza structurii în fiecare mod *k* de vibraţie forţele taietoare de bază se obţin cu relaţiile precedente (C.8) şi (C.9) în care:

$$S_{dx}(T) = \gamma_{I,e} S_d(T) \cos\alpha$$
$$S_{dy}(T) = \gamma_{I,e} S_d(T) \sin\alpha \qquad \text{(C.11)}$$

Forţele seismice de nivel static echivalente şi rezultantele acestora la baza structurii, pentru fiecare mod *k* de vibraţie se obţin prin sumarea algebrică a forţelor rezultate pentru cele două componente S_{dx} şi S_{dy} ale spectrului de proiectare $S_d(T)$.

(4) Pentru structurile care au numai mase discrete şi grade de libertate dinamice de translaţie independente (fără legături indeformabile), se aplică relaţiile de calcul de mai sus, în care $J_{\theta k} = 0$ şi $s_{i\theta k} = 0$.

C.3. Calculul eforturilor şi deplasărilor din acţiunea seismică

(1) În cazul structurilor spaţiale, eforturile şi deplasările se obţin parcurgând următoarele etape:

(i) Etapa I constă în:

- schematizarea structurii reale şi alegerea modelului dinamic prin definirea gradelor de libertate dinamică şi a maselor asociate acestora cu relaţiile (B.1) şi (C.2).
- calculul valorilor, vectorilor proprii şi al mărimilor modale asociate – mase modale generalizate conform relatiei (C.3), factori de participare modală conform relaţiei (C.4), masele modale efective din relaţiile (C.5) şi coeficienţii de echivalenţă modali din relaţiile (C.6) – pentru un număr suficient de moduri proprii de vibraţie, *r*, astfel încât suma coeficienţilor de echivalenţă modală din relaţia (C.6) să îndeplinească condiţiile

$$\sum_{k=1}^{r} \varepsilon_{x,k} \geq 0{,}9$$
$$\sum_{k=1}^{r} \varepsilon_{y,k} \geq 0{,}9 \qquad \text{(C.12)}$$
$$r \leq GLD$$

în care :

r numărul de moduri proprii de vibraţie considerate în calcul

GLD numărul gradelor de libertate de translaţie şi de rotaţie considerate în modelul dinamic (vezi şi paragraful 4.5.3.3.1, aliniatele 8, 10 si 11).

(ii) Etapa a II-a se referă la determinarea răspunsului structurii pentru fiecare direcţie principală de acţiune seismică considerată, pentru care se parcurg următoarele faze:

- calculul forţelor seismice static echivalente de nivel pentru fiecare mod propriu de vibraţie considerat, $1 \leq k \leq r$, conform paragrafului C.2.3, relaţiile (C.8) şi (C.9) sau relaţiile (C.10) şi, respectiv, (C.11).

- calculul static al eforturilor şi deplasărilor pentru fiecare din cele *r* seturi de forţe static echivalente obţinute la pasul anterior, aplicate în centrele maselor de nivel
- suprapunerea răspunsurilor modale. Răspunsurile modale maxime se combină probabilistic prin una din cele două reguli cunoscute, SRSS (radical din suma pătratelor răspunsurilor modale) sau CQC (combinare pătratică completă). În anumite situaţii, când perioadele proprii de vibraţie succesive ($T_{k+1} < T_k$) se află în relaţia $T_{k+1} \leq 0.9\ T_k$, răspunsurile modale se combină prin adunarea valorilor absolute (ABSSUM).

  Regula de combinare SRSS se va aplica la structuri cu perioade naturale distincte cu contribuţii semnificative la răspuns conform relaţiei :

$$E_E = \sqrt{\sum_{k=1}^{r} E_{E,k}^2} \qquad \text{(C.13)}$$

  Regula de combinare ABSSUM, care presupune obţinerea răspunsurilor modale maxime în acelaşi moment de timp, se va aplica la structuri cu perioade naturale foarte apropiate $T_{k+1} \leq 0.9\ T_k$, conform relaţiei:

$$E_E = \sum_{k=1}^{r} \left| E_{E,k} \right| \qquad \text{(C.14)}$$

  Regula de combinare CQC se aplică cu ajutorul relaţiei :

$$E_E = \left(\sum_{k=1}^{r} \sum_{l=1}^{r} \rho_{kl} E_{E,k} E_{E,l} \right)^{1/2} \qquad \text{(C.15)}$$

  în care E_E reprezintă eforturile sau deplasările totale, iar $E_{E,k}$ si $E_{E,l}$ reprezintă eforturile sau deplasările în modurile de vibraţie *k* şi *l*. ρ_{kl} reprezintă coeficientul de corelaţie între modurile *k* si *l* şi are valori pozitive ($0 \leq \rho_{kl} \leq 1$ cu $\rho_{kl} = 1$ pentru *k=l*)

  Semnele eforturilor, deplasărilor şi forţelor seismice static echivalente de nivel obţinute prin suprapunere modală se vor considera identice cu cele obţinute pentru modul fundamental de vibraţie.

(iii) Etapa a III-a constă în introducerea unui caz suplimentar de încărcare statică, numai cu momente de torsiune la fiecare nivel. Aceste momente de torsiune reprezintă produsul dintre forţele seismice de nivel si mărimea exccentricităţilor accidentale definite cu relaţia (4.3) din secţiunea 4.5.2.1. În această etapă se parcurg următorii paşi:

- combinarea forţelor seismice modale static echivalente de nivel conform relaţiilor (C.13)-(C.15).
- calculul momentelor de torsiune suplimentare pentru fiecare direcţie principală de acţiune seismică

$$M_{it} = \left(F_{ix} + F_{iy} \right) e_{1i} \qquad \text{(C.16)}$$

  în care F_{ix}, F_{iy} sunt forţele seismice static echivalente de nivel obţinute în pasul anterior
- calculul eforturilor şi deplasărilor asociate momentelor de torsiune obţinute cu relaţia (C.16) aplicate în centrul maselor la fiecare nivel

- suprapunerea răspunsurilor eforturi, deplasări şi reacţiuni obţinute în etapele II şi III de mai sus. Pentru stabilirea celei mai defavorabile situaţii se vor considera toate combinaţiile care rezultă prin schimbarea sensului celor două acţiuni:

$$E_E = \pm E_{E,II} \pm E_{E,III} \qquad \text{(C.17)}$$

în care,

$E_{E,II}$ răspunsul obţinut conform etapei a II-a din suprapunerea răspunsurilor modale

$E_{E,III}$ răspunsul obţinut în etapa a III-a din momente suplimentare de torsiune.

(iv) În Etapa a IV-a se efectuează combinarea răspunsurilor structurii la acţiunea seismică pentru cele două direcţii principale de mişcare a bazei de rezemare. Răspunsurile aferente celor două direcţii de acţiune se combină conform regulilor din paragraful 4.5.3.6 folosind relaţiile 4.16 şi 4.17 (E_{Edx} "+"*0,30* E_{Edy} şi *0,30* E_{Edx}"+" E_{Edy}) sau regula de combinare SRSS ($E = \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2}$).

ANEXA D. PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR

D.1. Concepţia procedeului

Procedeul de calcul static neliniar al structurilor consideră deplasările structurale drept parametrul esenţial al răspunsului seismic al structurilor (procedeu bazat pe deplasare).

Procedeul implică construirea diagramei forţei tăietoare de bază – deplasarea laterală caracteristică pentru structura analizată. În versiunea din prezenta anexă, deplasarea la vârful construcţiei este considerată deplasare caracteristică, deşi procedeul se poate modifica pentru orice altă localizare a deplasării caracteristice pe înălţimea clădirii.

Curba forţă – deplasare se obţine prin calcul static neliniar (biografic) al structurii.

Pe această curbă se marchează punctele reprezentând cerinţele de deplasare corespunzătoare stărilor limită asociate unor cutremure cu diferite perioade de revenire(Figura D.1).

Aceste cerinţe se determina din spectrele de deplasare ale răspunsului seismic inelastic, daca sunt disponibile, sau din spectre construite cu acest scop, pe baza unui set de accelerograme artificiale compatibile cu spectrul de proiectare de acceleratie. In cazurile curente cerintele seismice se pot determina cu procedeul aproximativ prezentat in continuare la D.5**.**

Condiţia generală de siguranţă: cerinţă ≤ capacitate se controlează verificând dacă deplasările (de exemplu, deplasările relative de nivel), deformaţiile (de exemplu, rotirile în articulaţiile plastice) în cazul elementelor ductile, rezistenţele în cazul elementelor fragile, asociate cerinţelor, sunt mai mici decât valorile admise pentru stările limită considerate. Aplicarea procedeului implică următoarele operaţii principale:

(i) stabilirea caracteristicilor de comportare (relatiilor intre momente incovoietoare si deformatii) pentru elementele structurii;

(ii) construirea curbei forţă laterală – deplasare la vârful construcţiei;

(iii) transformarea curbei forţă laterală – deplasare la vârf pentru construcţia reală cu mai multe grade de libertate (MDOF) în curba corespunzătoare sistemului echivalent cu un grad de libertate (SDOF);

(iv) stabilirea cerinţei de deplasare laterală pentru stările limită considerate;

(v) determinarea valorilor deplasărilor relative sau a deformaţiilor în elementele structurale, corespunzatoare acestor cerinte

(vi) transformarea cerinţelor de deplasare ale sistemului SDOF în cerinţele de deplasare ale structurii reale MDOF

(vii) verificarea încadrării cerintelor în limitele admise

În cazul construcţiilor nou proiectate, procedeul se utilizează pentru verificarea comportării (performanţelor) seismice ale unei construcţii proiectate prin metode de proiectare curente. Procedeul furnizează o imagine a mecanismului de cedare care se poate dezvolta, precum si valoarea raportului α_u/α_1 cu ajutorul căruia se estimează valoarea factorului de comportare q.

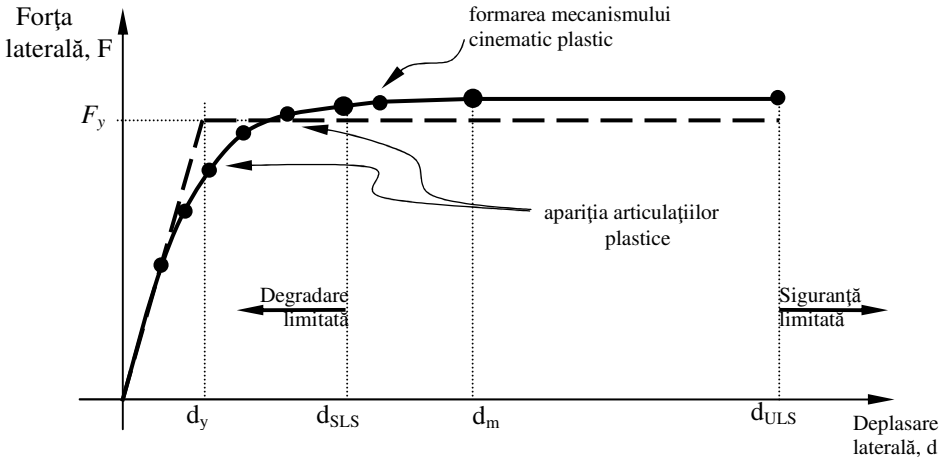


Figura D.1.

D.2. Evaluarea proprietăţilor de rezistenţă şi de deformaţie ale elementelor structurale

Procedeele de evaluare ale caracteristicilor de deformaţie ale elementelor structurale sunt precizate în P 100-3, functie de materialul structural utilizat (beton armat sau otel). Pentru evaluarea capacitaţii de rezistenţă si de deformare a elementelor se folosesc valorile medii ale rezistenţelor materialelor, beton şi oţel.

Ideal, capacitatea de deformaţie se poate determina experimental sau estima prin analogia cu rezultatele experimentale disponibile în literatura de specialitate. În P100-3 sunt date expresii empirice pentru determinarea proprietatilor de deformatie, stabilite prin prelucrarea datelor experimentale.

Alternativ, capacităţile de rezistenţă şi deformaţie se pot determina analitic, prin utilizarea unor relaţii constitutive adecvate pentru beton si otel. Procedeul este prezentat în acelaşi document normativ.

D.3. Construirea curbei forţă laterală – deplasarea la vârful construcţiei

Curba se obţine prin calcul static neliniar, de tip biografic, utilizând programe de calcul specializate care iau în considerare modificările proprietatilor structurale la fiecare pas de încărcare.

Încărcările gravitaţionale corespunzătoare grupării seismice de calcul se menţin constante.

Pentru a ţine seama de incertitudinile privind distribuţia pe verticală a forţelor laterale se consideră două distribuţii înfăşurătoare diferite şi anume:

- o distribuţie în care forţele laterale sunt proporţionale cu masele de nivel fara a depinde de poziţia pe înălţimea structurii (acceleraţia este constantă pe înălţime)
- o distribuţie rezultată din analiza modală pentru modul predominant de vibraţie; se poate accepta o distribuţie simplificată triunghiulară (triunghiul cu baza la vârful construcţiei).

Cele două distribuţii se menţin pe rând constante, mărind la fiecare pas de încărcare, numai valoarea forţei laterale.

Calculul permite determinarea ordinii probabile de aparitie a articulaţiilor plastice, respectiv determinarea mecanismului de cedare.

Ruperea structurii corespunde deplasării la care structura nu mai poate susţine încărcările verticale, respectiv ruperii unui element vital pentru stabilitatea structurii (stâlp, perete).

Se recomandă ca diagrama să fie construită până la o deplasare cu cca 50% mai mare decât cerinţa de deplasare corespunzătoare stării limită ultime, pentru a evidenţia evoluţia procesului de degradare până în apropierea prăbuşirii şi implicit a vulnerabilităţii clădirii faţă de prăbuşire.

Având în vedere faptul că valorile eforturilor capabile ale elementelor structurale sunt evaluate pe baza valorilor medii ale rezistenţelor oţelului şi betonului, pentru a putea compara capacitatea de rezistenţă la apariţia mecanismului de plastificare cu valoarea de proiectare a forţei seismice (pentru a separa contribuţia suprarezistenţei structurale) valoarea forţei maxime înregistrat în curba forţă laterală – deplasare laterală trebuie redusă prin împărţirea la un factor cu valoare medie estimată de 1,5.

D.4. Echivalarea structurii MDOF cu un sistem SDOF

Curba stabilită pentru structura reală se converteşte într-o relaţie forţă – deplasare pentru sistemul echivalent cu un grad de libertate pentru ca parametrii acesteia să poată fi puşi în relaţie directă cu spectrele răspunsului seismic, construite pentru sisteme cu un grad de libertate.

Se folosesc următoarele notaţii:

ϕ vectorul formei deplasărilor normalizate (valoarea 1 la vârf). Procedura se poate modifica foarte uşor pentru cazul în care se selectează alt nivel pentru deplasarea caracteristica, considerând valoarea 1 la nivelul deplasării caracteristice.

m masa sistemului MDOF (suma maselor de nivel. m_i)

$$m = \sum_{1}^{N} m_i \tag{D.1}$$

F_b tăietoare de bază a sistemului MDOF

m^* masa generalizată a sistemului echivalent SDOF

$$m^* = \phi^T M \phi = \sum_{i=1}^{N} \mathrm{m_i} \delta_i^2 \tag{D.2}$$

l^* factor de participare

$$l^* = \phi^T M 1 = \sum_{i=1}^{N} \mathrm{m_i} \delta_i \tag{D.3}$$

Relaţiile de echivalare între mărimile răspunsului SDOF, deplasări d^* şi forţe F^*, şi mărimile asociate răspunsului MDOF, d şi F, rezultă astfel:

$$d^* = \frac{m^*}{l^*} d = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \delta_i^2}{\sum_{i=1}^{N} m_i \delta_i} d \qquad \text{(D.4)}$$

$$F_b^* = \frac{m \cdot m^*}{l^{*2}} F_b = \frac{F_b}{\varepsilon} = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \sum_{i=1}^{N} m_i \delta_i^2}{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i \delta_i \right)^2} F_b \qquad \text{(D.5)}$$

În vederea stabilirii parametrilor structurali definitorii pentru spectrele răspunsului seismic inelastic, curba F_b^* - d^* urmează să fie idealizată sub forma unei diagrame biliniare (Figura D.1).

In acest scop se considera ca rigiditatea initiala a sistemului idealizat, K_e este egala cu panta in origine (rigiditatea elastica) a curbei forta deplasare a structurii cu mai multe grade de libertate. Forta la curgere a sistemului idealizat se determină astfel încât capacitatea de absorbţie de energie să nu se modifice prin schematizarea curbei (ariile celor două curbe să fie egale).

In cazul idealizării sub forma unei diagrame biliniare fără consolidare în domeniul post-elastic, forta la curgere F_y rezultă:

$$F_y = K_e \left(d_m - \sqrt{d_m^2 - \frac{2 \cdot E_m}{K_e}} \right) \qquad \text{(D.6)}$$

unde:

d_m deplasarea corespunzătoare formării mecanismului cinematic plastic

E_m energia de deformaţie (aria situată sub curba) corespunzătoare formării mecanismului cinematic plastic

În cazul în care cerinţa de deplasare determinată conform paragrafului D.5 este mult diferită de valoarea d_m, adoptarea unei proceduri iterative este recomandabilă.

D.5. Evaluarea cerintelor de deplasare

Cerinţele de deplasare pentru starea limită de serviciu (SLS) se determină direct din calculul static elastic al structurii MDOF sub încărcările seismice de calcul reduse corespunzător coeficienţilor ν, care ţin seama de intervalul de recurenţă mai scurt al acţiunii seismice asociat cu starea limită de serviciu (vezi Anexa E, paragraful E.1).

Cerinţele de deplasare ale sistemului SDOF echivalent, pentru starea limită ultimă (ULS), se obţin din spectrele de deplasare ale răspunsului seismic inelastic. Se pot folosi, dacă există, spectre aproximative, specifice amplasamentului.

În caz contrar, spectrele se pot calcula folosind programe de calcul specifice, utilizând accelerograme înregistrate sau simulate compatibile cu spectrul de proiectare pe amplasament. Se recomanda utilizarea de modele hysteretice adecvate comportarii materialului structural (beton armat sau otel)

Parametrii care caracterizează valorile spectrale, respectiv cerinţele de deplasare, sunt:

- perioada T^* a sistemului SDOF echivalent, determinată cu formula:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{l^*}{K_e}} \tag{D.7}$$

- forta normalizată de curgere c_y^*

$$c_y^* = \frac{F_y^*}{mg} = \frac{F_y}{\varepsilon \cdot m \cdot g} \tag{D.8}$$

unde ε are valoarea care rezulta din relatia (D.5)**.**

Pentru clădirile noi, cu structura de beton armat, dimensionate conform prevederilor capitolelor 3-6, spectrul inelastic de deplasare, $S_D(T)$ se poate aproxima cu ajutorul relaţiei (D.9) . Nu se admite utilizarea relaţiei (D.9) în cazul construcţiilor existente, dimensionate la forţe laterale mai mici decât cele prevăzute în acest cod.

$$d^* = S_D(T^*) = cS_{De}(T^*) \tag{D.9}$$

unde,

c coeficient de amplificare al deplasărilor în domeniul inelastic (vezi Anexa E, paragraful E.2)

$S_{De}(T)$ spectrul de răspuns elastic (capitolul 3)

D.6. Controlul deplasărilor structurale

După determinarea cerinţelor de deplasare ale sistemului SDOF, acestea se convertesc în cerinţele de deplasare ale structurii reale MDOF, inversând relaţia (D.4):

$$d = \frac{l^*}{m^*} d^* = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \delta_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \delta_i^2} d^* \tag{D.10}$$

Corespunzător acestor deplasări globale, se determină starea structurii (configuratia articulatiilor plastice si tendinta catre un anumit mecanism de cedare), deplasările relative de nivel şi deplasările individuale ale elementelor (rotiri dezvoltate în articulaţiile plastice punctuale echivalente, etc.) şi se verifică dacă sunt îndeplinite condiţiile pentru starea limită considerată, respectiv daca cerintele de deplasare se înscriu în limitle admise. În cazul elementelor expuse unor cedari fragile, verificările se fac în termeni de forţă.

Pe baza verificărilor deplasărilor structurale se validează soluţia de structură proiectată prin metodele obişnuite sau se corectează, dacă este cazul, până la obţinerea performanţelor necesare.

ANEXA E. VERIFICAREA DEPLASĂRILOR LATERALE ALE STRUCTURILOR

E.1. Verificarea deplasărilor laterale la starea limită de serviciu

(1) Verificarea la starea limită de serviciu are drept scop menţinerea funcţiunii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori in viaţa construcţiei, prin limitarea degradării elementelor nestructurale şi a componentelor instalaţiilor construcţiei. Prin satisfacerea acestei condiţii se limitează implicit şi costurile şi durata reparaţiilor necesare pentru aducerea construcţiei în situaţia premergătoare seismului.

(2) Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = \nu\, q\, d_{re} \le d_{r,a}^{SLS} \qquad \text{(E.1)}$$

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată SLS

d_{re} deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare (vezi capitolul 4). Se ia în considerare numai componenta deformaţiei care produce degradarea pereţilor înrămaţi, extrăgând partea datorată deformaţiei axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o contribuţie semnificativă la valoarea deformaţiei totale. Pentru elementele structurale de beton armat, rigiditatea la încovoiere utilizată pentru calculul valorii d_{re} se va determina conform tabelului E.1. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidităţii elementelor structurale sunt date în capitolele relevante ale Codului.

ν factorul de reducere care ţine seama de intervalul de recurenţă mai redus al acţiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS.

Valoarea factorului este: $\nu = 0{,}5$.

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9) utilizat la determinarea fortei seismice de proiectare

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată SLS

$d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale utilizate, determinate experimental, se recomanda utilizarea valorilor date in tabelul E.2.

(3) Valoarea deplasării relative de nivel d_r^{SLS} poate fi determinată alternativ prin calculul dinamic liniar al structurii sub acţiunea accelerogramelor asociate cutremurului de proiectare, reduse corespunzător prin coeficientul ν. Calculul dinamic liniar se recomandă în cazul structurilor cu o distribuţie neregulată a rigidităţii pe verticală.

(4) În situaţia în care componentele nestructurale (inclusiv pereţi nestructurali de zidărie şi panouri de zidărie înrămate în cadre), prin natura lor, nu pot suporta deplasările recomandate în tabelul E.2 în condiţiile de la (1), valorile $d_{r,a}^{SLS}$ se vor stabili experimental.

(5) La verificarea faţadelor cortină vitrate şi a altor faţade agăţate de structură, valoarea de proiectare a deplasării laterale se ia cu 30% mai mare decât cea obţinută prin aplicarea relaţiei E.1. Valorile admisibile ale deplasării relative de nivel constituie date de temă pentru proiectantul și producătorul fațadei.

Tabelul E.1 Valori de proiectare ale modulelor de rigiditate pentru structuri de beton

Tipul de structură	Natura legăturilor între componentele nestructurale şi structura din beton armat	
	Componentele nestructurale contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii	Componentele nestructurale nu interacţionează cu structura
Structuri de beton armat		
Structuri tip cadre	E_cI_g	0,5 E_cI_g
Structuri cu pereţi	0,5 E_cI_g	
E_c - Modulul de elasticitate al betonului I_g - Momentul de inerţie al secţiunii brute (nefisurate) de beton		

Tabelul E.2 Valori admisibile ale deplasării relative de nivel

Tipul de componente nestructurale	Componente nestructurale din materiale fragile, ataşate structurii	Componente nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, ataşate structurii	Componente nestructurale care, prin natura prinderilor, nu interactioneaza cu structura sau fără componente nestructurale
Valoarea admisă a deplasării de nivel	0,005 *h*	0,0075 *h*	0,01h
h – înălţimea de nivel			

E.2. Verificarea deformaţiilor laterale la starea limită ultimă

(1) Verificarea deformaţiilor laterale la starea limită ultimă are drept scop evitarea pierderilor de vieţi omeneşti la atacul unui cutremur major prin prevenirea prăbuşirii elementelor nestructurale. Aceasta verificare este necesară în cazul construcțiilor de beton, cu excepția celor cu sistem structural tip pereți sau sistem structural dual cu pereţi preponderenţi, în cazul construcţiilor de oțel sau al constructiilor compozite.

(2) Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{ULS} = c\,q\,d_{re} \le d_{r,a}^{ULS} \qquad \text{(E.2)}$$

d_r^{ULS} deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismica asociată ULS

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9)

d_{re} definit in cadrul paragrafului E.1. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat, utilizată pentru calculul valorii d_{re}, se consideră egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secţiunilor nefisurate, adică $0{,}5E_cI_g$, cu excepţia elementelor structurilor cu pereţi, pentru care rigidităţile de proiectare se vor lua conform CR 2-1-1.1, par.6.6. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidităţii elementelor structurale sunt date în capitolele relevante ale Codului.

$d_{r,a}^{ULS}$ valoare admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale si modului de prindere pe structură utilizat, determinate experimental, se recomanda utilizarea valorii de $0{,}025h$ (unde h este înălţimea de nivel)

c factorul de amplificare a deplasărilor

(3) Factorul de amplificare a deplasărilor, c, se determină în funcţie de tipul structurii, astfel:

(a) Pentru structuri de beton armat si structuri compozite de beton armat cu armatura rigida:

$$1 < c = 3 - 2.3 \cdot \frac{T_1}{T_c} < \frac{\sqrt{T_c . q}}{1.7} \tag{E.3}$$

în care:

T_1 este perioda proprie fundamentală de vibraţie a clădirii

T_c este perioada de control a spectrului de răspuns

q este factorul de comportare al structurii utilizat la determinarea fortei seismice de proiectare

(b) Pentru structuri de oţel:

$$c = \begin{cases} \dfrac{\Omega_T}{q} + (1 - \dfrac{\Omega_T}{q})\dfrac{T_c}{T_1} \le 3, \text{ daca } T_1 < \mathrm{T_c} \\ 1, \text{ daca } T_1 \ge \mathrm{T_c} \end{cases} \tag{E.4}$$

în care:

T_1 perioda proprie fundamentală de vibraţie a clădirii

T_c perioada de control a spectrului de răspuns

q factorul de comportare al structurii utilizat la determinarea fortei seismice de proiectare

Ω_T valoarea suprarezistenţei sistemului structural care poate fi luată conform prevederilor capitolului 6.

(4) Pentru structurile ce posedă neregularităţi importante ale rigidităţii şi/sau ale rezistenţei pe verticală, se recomandă verificarea prin calcul dinamic neliniar a valorilor d_r^{ULS}, după dimensionarea prealabilă a elementelor structurale.

(5) În cazul faţadelor cortină, asigurarea la deplasări laterale la ULS se face prin măsuri constructive care împiedică desprinderea şi căderea elementelor faţadei la cutremurului asociat acestei stări limită.

(6) Asigurarea la ULS a componentelor nestructurale (pereti de compartimentare, pereti de inchidere, cortine, componente de instalatii, echipamente) se realizeaza prin masuri constructive care să împiedice desprinderea si caderea lor la cutremurul asociat acestei stari limita.

E.3. Verificarea ductilităţii elementelor de beton armat la starea limită ultimă

(1) Verificarea la starea limită ultimă a deformaţiilor laterale pentru elementele structurale de beton armat are drept scop realizarea unei marje de siguranţă suficiente faţă de stadiul prăbuşirii construcţiei.

(2) Verificarea exprimă condiţia de siguranţă a vieţii în termeni de deformaţii, potrivit prevederilor de la aliniatele (3) ...(9).

(3) În proiectarea de tip curent bazată pe calculul structural în domeniul elastic, verificarea se face cu relaţia:

$$\theta^{ULS} = c\, q\, \theta_e \le \theta_u^{ULS} \qquad \text{(E.5)}$$

unde:

θ^{ULS} este rotirea de bară (rotirea corzii), respectiv unghiul între tangentă şi axul barei la extremitatea unde intervine curgerea produsă de acţiunea seismică asociată ULS

θ_e este rotirea corzii determinată prin calcul elastic sub acţiunile seismice de proiectare

c este factorul de amplificare al deplasărilor θ_e în domeniul $T_1 < T_c$, determinat cu relaţia (E.3)

θ_u^{ULS} valori ultime ale rotirilor conform Tabelului E.3.

(4) Rotirea corzii se determină cu relaţia (Figura E.1):

$$\theta_e = \frac{d_V}{L_V} \qquad \text{(E.6)}$$

unde:

L_V este distanţa de la capătul elementului la punctul de inflexiune al deformatei

d_V este deplasarea la nivelul punctului de inflexiune în raport cu capătul elementului

(5) Modul de aplicare a relaţiei (E.6) pentru cazul pereţilor necuplaţi este ilustrat în Figura E.1, b, iar în cazul pereţilor cuplaţi şi al pereţilor din structurile duale, în Figura E.1,c.

În cazul stâlpilor, verificarea cu relaţia (E.6) este necesară, de regulă, numai la bază, respectiv deasupra nivelului teoretic de încastrare al stâlpilor.

(6) În cazul grinzilor structurilor tip cadru şi al grinzilor de cuplare a pereţilor, mărimile θ_e se pot aproxima prin raportul între deplasarea relativă de nivel d_r şi înălţimea nivelului h (Figura E.1):

$$\theta_e = \frac{d_r}{h} \qquad \text{(E.7)}$$

(7) În cazul elementelor structurilor de beton armat, rigiditatea la încovoiere utilizată în calculul deplasărilor (deformaţiilor) se va lua 0,5 $E_c I_g$, cu excepţia elementelor structurilor cu pereţi, pentru care rigidităţile de proiectare se vor lua conform CR 2-1-1.1(6.6).

(8) Valorile aproximative ale rotirilor capabile sunt date în tabelul E.3.

Se pot utiliza valorile θ_u^{ULS} din tabelul E.3 numai dacă sunt respectate condiţiile de calcul, de alcătuire şi de armare longitudinală şi transversală impuse de cod.

(9) În situaţia în care proiectarea se bazează pe calculul seismic neliniar, se vor respecta prevederile de la 5.2.3.3.2 şi prevederile secţiunilor relevante ale codului P 100 – 3.

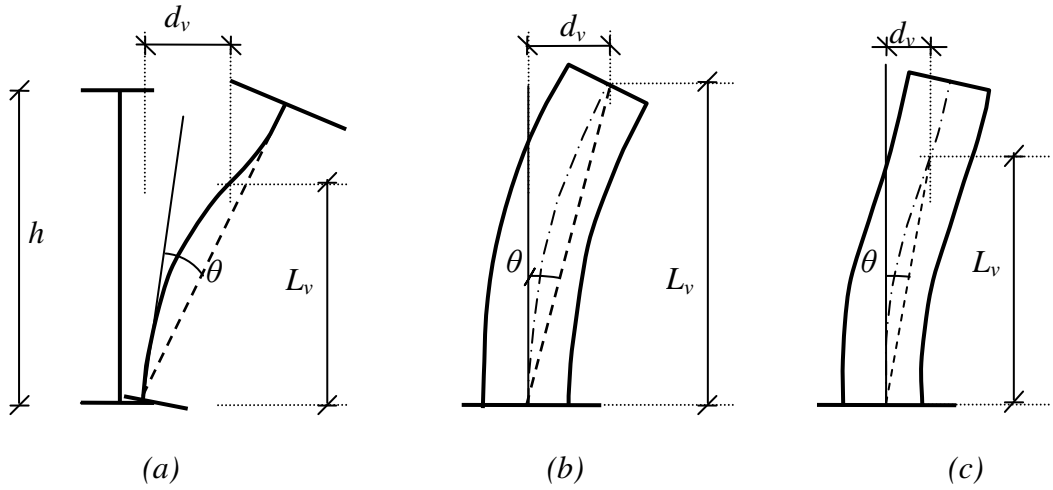


Figura E.1.

Tabelul E.3: Valori ultime ale rotirilor, θ_u^{ULS}

Tipul de element	Clasa de ductilitate	
	DCH	DCM
Grinzi de cadru	3.5%	3,0%
Grinzi de cuplare armate cu bare ortogonale	1,5%	1,5%
Grinzi de cuplare armate cu carcase diagonale	4,0%	4,0%
Stâlpi	3,0%	2,5%
Pereţi structurali şi sisteme verticale contravântuite	2,0%	1,5%

E.4. Verificarea ductilităţii elementelor din oţel la starea limită ultimă

(1) Verificarea la starea limită ultimă a ductilităţii elementelor structurale are ca scop satisfacerea, cu un grad adecvat de siguranţă, a cerinţei fundamentale (nivelului de performanţă) de siguranţă a vieţii (vezi paragraful 2.1). Această verificare este facultativă şi se poate aplica pentru o evaluare mai exactă a performanţei structurii, faţă de verificările prevăzute în capitolul 6.

(2) Verificarea exprimă condiţia de siguranţă a vieţii în termeni de deformaţii ale elementelor structurale, folosind relaţia:

$$d^{ULS} \le d_u^{ULS} \tag{E.8}$$

unde:

d^{ULS} este deformaţia (plastică) a elementului structural sub efectul acţiunii seismice asociate stării limite ultime;

d_u^{ULS} este deformaţia capabilă (plastică) a elementului structural la nivelul de performanţă de siguranţă a vieţii.

(3) Deformaţiile elementelor structurale se pot determina printr-un calcul static neliniar sau printr-un calcul dinamic neliniar conform indicaţiilor din capitolul 4.5.3.

(4) Deformaţiile capabile pentru diverse elemente ale structurilor din oţel se determină conform anexei C din P100-3.

ANEXA F. ASPECTE SPECIFICE ALE ALCĂTUIRII ELEMENTELOR DIN OŢEL

F.1. Valori ale suprarezistenţei sistemului structural pentru calculul simplificat

(1) Pentru calculul simplificat al structurilor din oţel (vezi 6.5.6, 6.6.3, 6.7.4, 6.8.3 şi 6.11.7), se pot folosi valorile Ω_T date în tabelul F.1.

Tabel F.1 Valori ale suprarezistenţei sistemului structural Ω_T

Tipul structurii	Ω_T
a) Cadre necontravântuite	3,0
b) Cadre contravântuite centric	2,0
c) Cadre contravântuite excentric	2,5
d) Pendul inversat	2,0
f) Cadre duale	
- cadre necontravântuite + cadre contravântuite centric	2,0
- cadre necontravântuite + cadre contravântuite excentric	2,5
g) Cadre cu contravântuiri împiedicate la flambaj	3,0

F.2. Lungimi de flambaj ale stâlpilor structurilor multietajate

(1) Se vor aplica prezentele prevederi dacă în normele de proiectare ale structurilor metalice nu sunt alte specificaţii.

(2) Lungimea de flambaj l_f a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri fixe poate fi obţinută din diagrama prezentată în figura F.1.

(3) Lungimea de flambaj l_f a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri deplasabile poate fi obţinută din diagrama prezentată în figura F.2.

(4) Factorii de distribuţie a rigidităţii η_1 şi η_2 (Figura F.3) sunt obţinuţi cu relaţiile:

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{11} + K_{12}} \tag{F.1}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{21} + K_{22}} \tag{F.2}$$

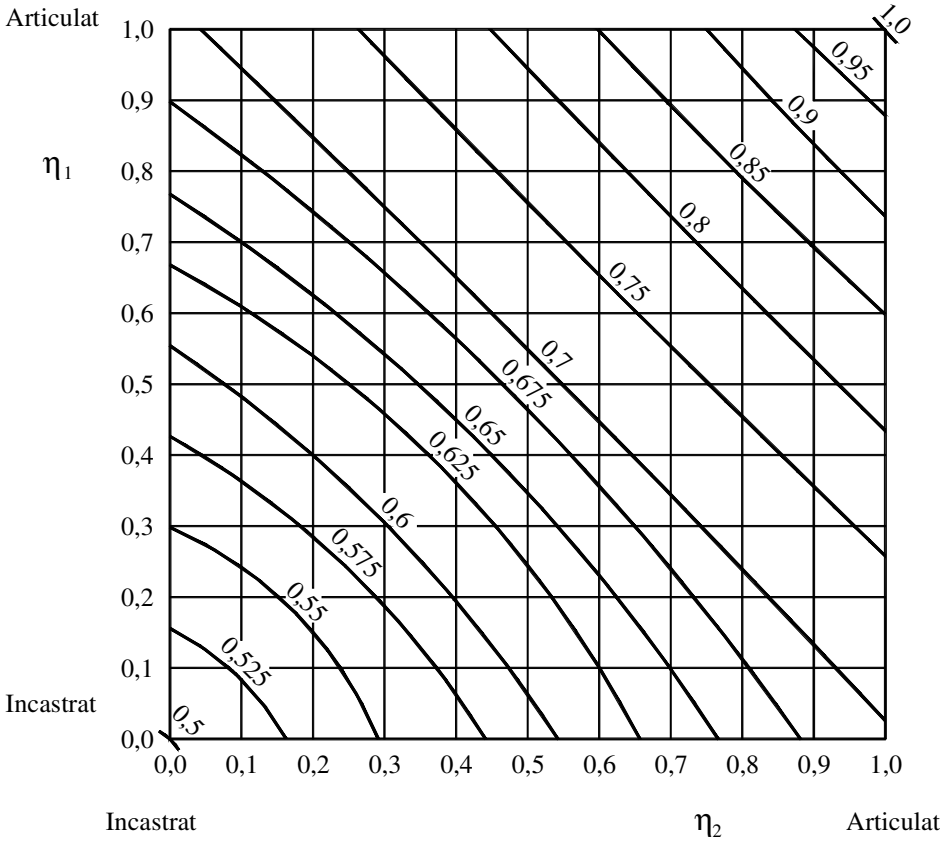


Figura F.1. **Raportul l_f/L dintre lungimea de flambaj şi lungimea teoretică a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri fixe**

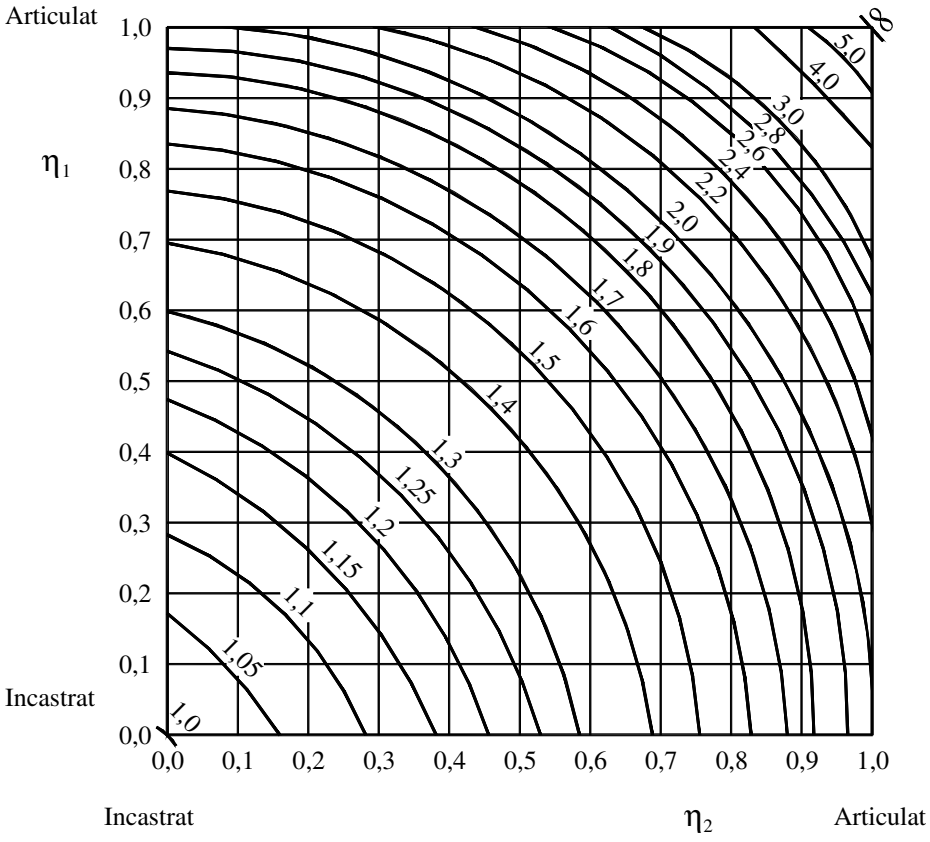
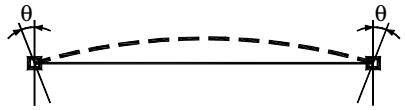
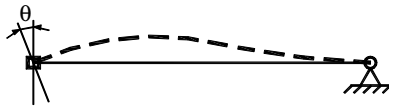
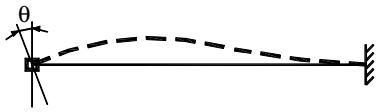


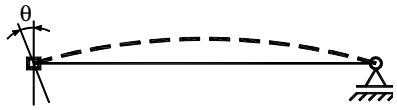
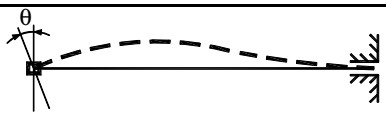
Figura F.2. **Raportul l_f/L dintre lungimea de flambaj şi lungimea teoretică a unui stâlp dintr-un cadru cu noduri deplasabile**

(5) Când grinzile nu sunt supuse la eforturi axiale, rigiditatea lor poate fi determinată în conformitate cu tabelele F.2, F.3, cu condiţia rămânerii în domeniul elastic a grinzilor sub acţiunea momentelor de calcul.

Tabel F.2

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe	
1		$K = 0,5\frac{I}{L}$
2		$K = 0,75\frac{I}{L}$
3		$K = 1,0\frac{I}{L}$

Tabel F.3

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile	
1		$K = 1,5\frac{I}{L}$
2		$K = 0,75\frac{I}{L}$
3		$K = 1,0\frac{I}{L}$

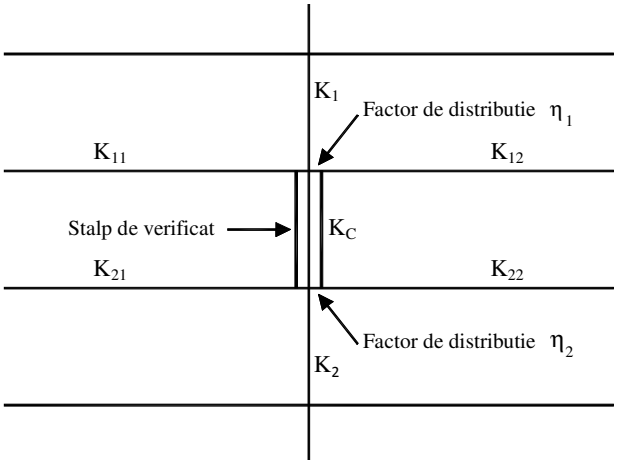


Figura F.3. Factori de distribuţie pentru stâlpii continui

(6) Pentru structurile clădirilor în cadre rectangulare cu planşee din beton, cu topologia structurii regulată şi încărcare uniformă, se pot adopta, pentru grinzi, rigidităţile din tabelul F.4.

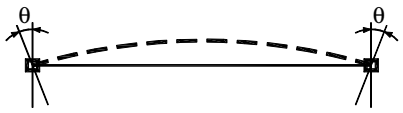
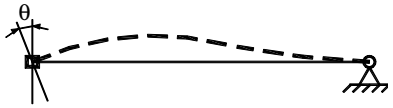
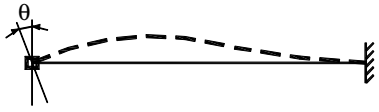
Tabel F.4

Rigiditatea K a unei grinzi dintr-o structură cu planşee din beton armat		
Condiţii de încărcare pentru grindă	Structură cu noduri fixe	Structură cu noduri deplasabile
Grinzi care suportă direct planşeul din beton armat	$1{,}0\dfrac{I}{L}$	$1{,}0\dfrac{I}{L}$
Alte grinzi încărcate direct	$0{,}75\dfrac{I}{L}$	$1{,}0\dfrac{I}{L}$
Grinzi supuse numai la acţiunea momentelor de la extremităţi	$0{,}5\dfrac{I}{L}$	$1{,}5\dfrac{I}{L}$

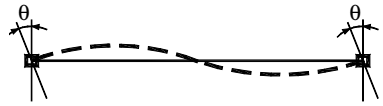
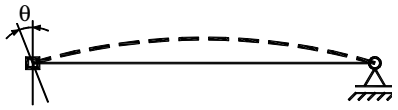
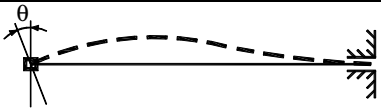
(7) Dacă momentul de calcul al unei grinzi depăşeşte momentul de rezistenţă elastic $W_{el} f_y / \gamma_{M0}$, se poate considera grinda articulată în acel punct.

(8) Dacă grinzile sunt supuse la eforturi axiale, rigiditatea lor trebuie corectată în consecinţă. Pentru aceasta se pot utiliza funcţiile de stabilitate. O alternativă simplă constă în neglijarea surplusului de rigiditate datorat întinderii axiale şi considerarea efectelor compresiunii axiale cu valorilor aproximative prezentate în tabelele F.5 şi F.6.

Tabel F.5

Caz	**Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri fixe**	
1.		$K = 0{,}5\dfrac{I}{L}\left(1 - 1{,}0\dfrac{N}{N_E}\right)$
2.		$K = 0{,}75\dfrac{I}{L}\left(1 - 1{,}0\dfrac{N}{N_E}\right)$
3.		$K = 1{,}0\dfrac{I}{L}\left(1 - 0{,}4\dfrac{N}{N_E}\right)$
în care: $N_E = \pi^2 EI / L^2$		

Tabel F.6

Caz	Rigiditatea K a grinzilor în cazul cadrelor cu noduri deplasabile	
1.		$K = 1{,}5\frac{I}{L}\left(1 - 0{,}2\frac{N}{N_E}\right)$
2.		$K = 0{,}75\frac{I}{L}\left(1 - 1{,}0\frac{N}{N_E}\right)$
3.		$K = 1{,}0\frac{I}{L}\left(1 - 0{,}4\frac{N}{N_E}\right)$
în care: $N_E = \pi^2 EI/L^2$		

(9) Următoarele relaţii se pot utiliza ca alternativă la valorile date în diagramele din figurile F.1 şi F.2:

(a) cadre cu noduri fixe:

$$\frac{l_f}{L} = \left[\frac{1 + 0{,}145(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}265\eta_1\eta_2}{2 - 0{,}364(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}247\eta_1\eta_2}\right] \qquad \text{(F.3)}$$

(b) cadre cu noduri deplasabile:

$$\frac{l_f}{L} = \left[\frac{1 - 0{,}2(\eta_1 + \eta_2) - 0{,}12\eta_1\eta_2}{1 - 0{,}8(\eta_1 + \eta_2) + 0{,}60\eta_1\eta_2}\right]^{0.5} \qquad \text{(F.4)}$$

F.3. Rigidizările barelor disipative

(10) În figurile F.4, F.5 şi F.6 este prezentat modul în care se amplasează rigidizările la barele disipative scurte, lungi şi intermediare.

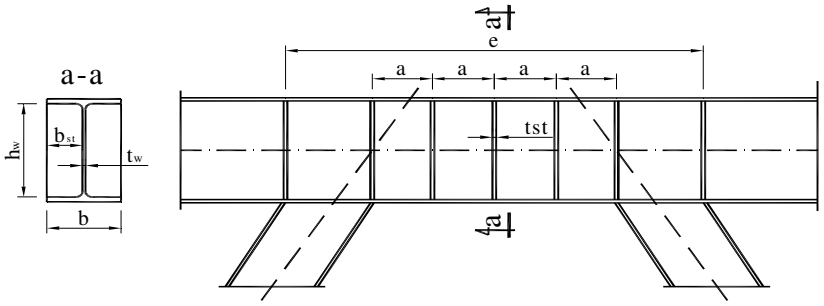


Figura F.4. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă scurtă

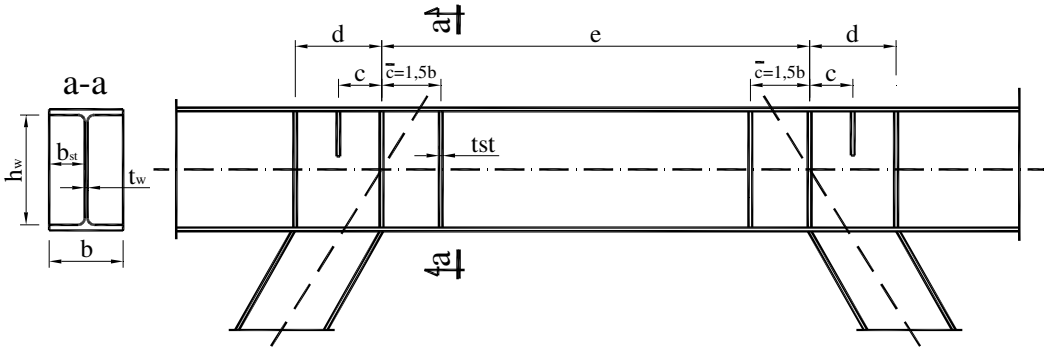


Figura F.5. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă lungă

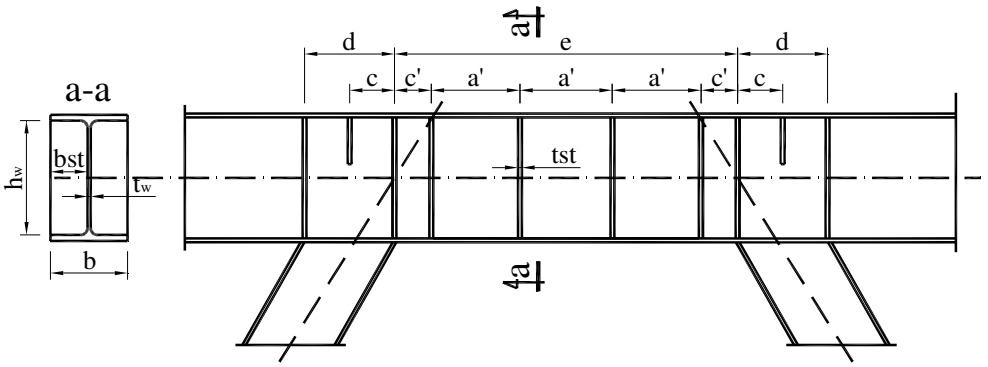


Figura F.6. Amplasarea rigidizărilor la bara disipativă intermediară

(11) Distanţele dintre rigidizări sunt:

- în cazul barei disipative scurte: $e \le 1{,}6 \dfrac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

  $a \le \left(30t_w - \dfrac{h_w}{5} \right)$ pentru $\theta_p = 0{,}08\ rad$

  $a \le \left(52t_w - \dfrac{h_w}{5} \right)$ pentru $\theta_p = 0{,}02\ rad$

- în cazul barei disipative lungi: $e \ge 3 \dfrac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

  $\bar{c} = 1{,}5b$

  $c = min\ (1{,}5b,\ 0{,}5d)$

- în cazul barei disipative intermediare: $1{,}6 \dfrac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} < e < 3 \dfrac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$

  a' se determină prin interpolare liniară între valorile:

  $a' = a$ dacă $e = 1{,}6 \dfrac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$ şi $\theta_p = 0{,}08...0{,}02\ rad$

  $a' = 1{,}5 \left(\dfrac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}} - b \right)$ dacă $e = 3 \dfrac{M_{pl,link}}{V_{pl,link}}$ şi $\theta_p = 0{,}02\ rad$

  $c' = min\ (1{,}5b,\ a')$

  $c = min\ (1{,}5b,\ 0{,}5d)$

În relaţiile de mai sus s-au folosit notaţiile:

t_w - grosimea inimii barei disipative

b - lăţimea tălpii barei disipative

e - lungimea barei disipative

$a,\ a',\ \bar{c},\ c,\ c',\ d$ - distanţe între rigidizări (conform figurilor F.4, F.5, F.6)

F.4. Îmbinări grindă-stâlp cu secţiune redusă

(1) Îmbinarea grindă-stâlp cu secţiune redusă se obţine prin decuparea tălpilor în zona adiacentă stâlpului, pentru a dirija formarea articulaţiei plastice în zona cu secţiune redusă a grinzii. Figura F.7 prezintă o modalitate de prelucrare a tălpilor, unde valorile a, b, c si R se determină astfel:

$$0.5b_{bf} \le a \le 0.75b_{bf}$$

$$0.65d \le b \le 0.85d$$

$$0.1b_{bf} \le c \le 0.25b_{bf}$$

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c}$$

unde:

a este distanţa de la faţa stâlpului la zona redusă

b este lungimea zonei reduse

c reducerea maximă a tălpii grinzii

R raza de tăiere

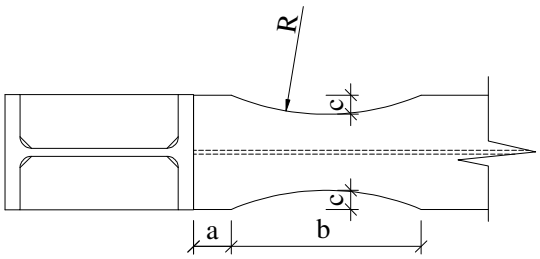


Figura F.7. Îmbinarea unei grinzi cu secţiune redusă

(2) Decuparea tălpilor trebuie efectuată printr-o procedură care să asigure o curbă netedă, astfel încât să nu apară crestături sau alte defecte care să constituie amorse de fisură. Rugozitatea maximă a suprafeței decupate va fi de 13 μm, iar racordurile dintre decupare și talpa nemodificată se vor rotunji. Muchiile tălpilor în zonele decupate se vor poliza.

(3) Rezistenţa şi ductilitatea îmbinărilor grindă-stâlp cu secţiune redusă vor fi validate prin încercări experimentale ciclice, pentru a satisface cerinţele specifice definite la 6.6, corespunzătoare fiecărei clase de ductilitate structurală.

(4) Trebuie efectuate cel puţin doua încercări ciclice pe îmbinări specifice proiectului. Alternativ, se pot folosi rezultate experimentale din literatura de specialitate, obţinute pe elemente similare.

ANEXA G. PROIECTAREA PLĂCII GRINZILOR ÎN ZONA STÂLPILOR CADRELOR COMPOZITE

G.1. Generalităţi

(1) Acestă anexă se referă la proiectarea plăcii din zona stâlpilor de oţel sau compoziţi în cazul cadrelor alcătuite din grinzi de oţel compozite cu plăci de beton armat.

(2) Pentru a se asigura ductilitatea la încovoiere a zonelor disipative ale acestor grinzi sunt necesare îndeplinirea a două condiţii:

- -să se evite flambajul componentei de oţel .
- -să se evite zdrobirea betonului plăcii

Prima condiţie limitează superior aria de armătură longitudinală întinsă A_S din lăţimea efectivă a plăcii şi impune limitarea supleţei pereţilor comprimaţi ai secţiunii din oţel.

A doua condiţie limitează inferior aria de armatură transversală A_T care trebuie dispusă în placă în imediata vecinătate a stâlpului.

G.2. Reguli pentru prevenirea zdrobirii premature a betonului plăcii grinzii compozite

G.2.1. Grinda compozită transmite un moment negativ stâlpului marginal (exterior)

G.2.1.1. Nu există grindă transversală de faţadă şi nici placă în consolă faţă de stâlp spre exterior .

(1) În acest caz, momentul maxim ce se poate transfera de la grindă la stâlp este cel capabil al grinzii de oţel.

G.2.1.2. Nu există grindă de faţadă transversala dar există placă în consolă .

(1) În acest caz momentul maxim ce se poate transfera stâlpului este momentul capabil al grinzii compozite. Barele din lăţimea efectivă de placă se vor ancora în placa în consolă prin bucle care înconjoară stâlpul.

G.2.1.3. Există grindă transversală de faţadă dar nu există placă în consolă spre exterior.

(1) Când există grindă transversală , singurul mod de transfer al momentului este preluarea de către această grindă a forţelor de intindere din armăturile din placă.

(2) Barele de armătură ale plăcii se vor ancora cu ciocuri de conectorii grinzii transversale .

(3) Aria de armătura A_s care se va dispune pe o lăţime egală cu lăţimea efectivă definită în tabelul 7.5 va fi determinată de relaţia:

$$F_{Rd3} \leq 1{,}1\ A_s f_{yd} \quad \text{(G.1)}$$

$$F_{Rd3} = n\ P_{Rd} \quad \text{(G.2)}$$

unde:

n este numărul de conectori din lăţimea efectivă a plăcii

P_{Rd} efortul capabil al conectorului

(4) Grinda transversală de faţadă solicitată la forţele orizontale aplicate conectorilor trebuie verificată la încovoiere , forţă tăietoare şi torsiune.

G.2.1.4. Există grindă de faţadă şi placă în consolă.

(1) În acest caz se aplică G 2.1.2

G.2.2. Grinda compozită transmite un moment pozitiv stâlpului marginal (exterior)

G.2.2.1. Nu există grindă de faţadă transversală şi nici placă în consolă

(1) Transferul momentului este posibil prin transmiterea directa a compresiunii de la placa de beton la talpa stâlpului.

(2) Forţa maximă transmisă de placă este dată de relaţia:

$$F_{Rd1} = b_b\, d_{eff}\, f_{cd} \quad \text{(G.3)}$$

unde

d_{eff} este în cazul plăcilor de beton armat înălţimea totală a plăcii iar in cazul placilor compozite cu tablă cutată reprezintă grosimea betonului de peste tabla cutată

b_b este lăţimea pe care se transmit compresiunile plăcii la stâlp

(3) Dacă sunt prevăzute dispozitive suplimentare de preluare a compresiunii, sudate de talpa stâlpului, b_b poate creşte în raport cu lătimea stălpului b_c dar nu mai mult decât valorile date în tabelul 7.5

(4) Betonul din vecinătatea tălpii stâlpului trebuie fretat cu armatură transversală A_T .Aria acestei armături trebuie să satisfacă relaţia:

$$A_T \geq 0{,}25\, d_{eff}\, b_b (0{,}15l - b_b)\, f_{cd} \,/\, (0{,}15l\, f_{yd}) \quad \text{(G.4)}$$

(5) Aceasta armătură se va distribui uniform pe o lungime egală cu b_b. Prima bară nu va fi la o distanţă mai mare de 30 mm de talpa stâlpului.

(6) Armătura transversală poate fi şi armătura determinată din încovoierea plăcii.

G.2.2.2. Nu există grindă de faţadă transversală , există placă în consolă

(1) Momentul poate fi transferat în acest caz prin două mecanisme:

Mecanismul 1 : prin compresiune directă asupra stâlpului.Forta de transfer prin acest mecanism va fi data de relaţia (G.3)

Mecanismul 2 : prin diagonale comprimate din beton care acţioneaza înclinat pe părţile laterale ale stâlpului . Înclinarea acestor diagonale este de 45^o . Forţa de

transfer prin acest mecanism va fi data de relaţia:

$$F_{Rd2}=0,7\ h_c\ d_{eff}\ f_{cd} \qquad \text{(G.5)}$$

unde h_c este înălţimea secţiunii stâlpului

(2) Armătura transversală cu rol de tirant A_T trebuie să satisfacă relaţia :

$$A_T \geq F_{Rd2} / f_{yd,T} \qquad \text{(G.6)}$$

(3) Aria de armatură A_T se va distribui pe o lăţime egală cu h_c şi va fi ancorată corespunzător . Rezultă o lungime totală a barelor de armătură

$$L=b_b+4h_c+2\ l_b \qquad \text{(G.7)}$$

unde l_b este lungimea de ancoraj a barei

(4) Forţa maximă de compresiune ce poate fi transmisă de placă va fi:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = b_{eff}\ d_{eff}\ f_{cd} \quad \text{în care } b_{eff} = 0,7h_c + b_b \qquad \text{(G.8)}$$

Momentul capabil pozitiv al grinzii compozite se va calcula in acest caz considerând o lăţime efectivă de placă egală cu b_{eff}

G.2.2.3. Există grindă transversală de faţadă

(1) În acest caz compresiunea din placă acţionează asupra grinzii de faţadă mobilizând al treilea mecanism de transfer şi o forţă F_{Rd3} dată de relaţia (G.2)

(2) Pentru a se transmite forţa de compresiune maxima a plăcii trebuie respectată condiţia :

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \geq b_{eff}\, d_{eff}\, f_{cd} \qquad \text{(G.9)}$$

unde b_{eff} este lăţimea efectivă dată în tabelul 7.5

La limită , pentru un momentul capabil al secţiunii grinzii compozite se poate determina F_{Rd3} şi numărul de conectori n .

G.2.3. Grinzi compozite transmit momente de ambele semne stâlpului central (interior)

G.2.3.1. Nu există grindă transversală

(1) În acest caz , transferul compresiunii din placă se realizează prin două mecanisme

Mecanismul 1 : prin compresiune directă asupra stâlpului. Forta F_{Rd1} este dată de relaţia (G.3)

Mecanismul 2 : prin diagonale comprimate de beton care acţionează înclinat pe părţile laterale ale stâlpului . Înclinarea acestor diagonale este de 45^o .Relaţia pentru calculul forţei F_{Rd2} este dată de (G.5)

(2) Armătura transversală cu rol de tirant A_T trebuie să satisfacă relaţia (G.4)

(3) Aceeaşi cantitate de armătură A_T trebuie dispusă în ambele părţi ale stâlpului pentru a se ţine cont de inversarea sensului momentelor.

(4) In acest caz rezultanta compresiunilor din beton nu poate depăşi :

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0{,}7h_c + b_b)\, d_{eff}\, f_{cd} \qquad \text{(G.10)}$$

Rezultanta fortelor din placă este suma dintre forţa de întindere din barele de armătură din zona de moment negativ F_{St} şi forţa de compresiune din beton din zona cu moment pozitiv F_{Sc}

$$F_{Sc} + F_{St} = A_s\, f_{yd} + b_{eff}\, d_{eff}\, f_{cd} \qquad \text{(G.11)}$$

unde:

A_s este aria armaturii din zona de lăţime efectivă b_{eff} pentru moment negativ definită conform tabelului 7.5

b_{eff} este lăţimea efectivă de placă definită pentru momentul pozitiv în tab. 7.5

(5) Dacă prin proiectare se urmăreşte ca oţelul tălpii inferioare a grinzii să ajungă la curgere fără ca betonul plăcii să se zdrobească trebuie să se îndeplinească condiţia:

$$1{,}2(F_{Sc} + F_{St}) \le F_{Rd1} + F_{Rd2} \qquad \text{(G.12)}$$

Dacă condiţia nu este îndeplinită , capacitatea de transmitere a compresiunii din placă poate mărită fie prin introducerea unei grinzi transversale (F_{Rd3}),fie prin mărirea forţei de compresiune directă asupra stâlpului prin sudarea unor dispozitive adiţionale de stâlp.

G.2.3.2. Există grindă transversală

(1) In cazul existenţei unei grinzi transversale se manifestă al treilea mecanism de transmitere a forţei de compresiune F_{Rd3} dat de relaţia (G.3)

(2) Pentru ca mecanismul 2 să funcţioneze trebuie prevazută armatura transversală cu rol de tirant A_T determinată conform G.3.2.2.(2)

(3) Forţa de compresiune maximă care poate fi transmisă în acest caz este:

$$F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0.7h_c + b_b)\, d_{eff}\, f_{cd} + n\, P_{Rd} \qquad \text{(G.13)}$$

unde n este numărul de conectori din zona de lăţime b_{eff} corespunzătoare celui mai mare moment în valoare absolută din nod.

(4) Dacă prin proiectare se urmăreşte curgerea tălpii inferioare a grinzii ,fără zdrobirea betonului plăcii trebuie să fie îndeplinită condiţia:

$$1{,}2\,(F_{Sc} + F_{St}) \le F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} \qquad \text{(G.14)}$$

COD DE PROIECTARE SEISMICĂ
– PARTEA I –

PREVEDERI DE PROIECTARE
PENTRU CLĂDIRI

INDICATIV P100-1

VOLUMUL II
COMENTARII

Cuprins :

VOLUMUL II :

ANEXA H – COMENTARII

(Anexa informativă)

C 2	CERINŢE DE PERFORMANŢĂ ŞI CONDIŢII DE ÎNDEPLINIRE	C 1
C 3	ACTIUNEA SEISMICĂ	C 3
C 4.	PROIECTAREA CLĂDIRILOR	C 7
C 5.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE BETON	C 31
C 6.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE OŢEL	C 76
C 7.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR COMPOZITE	C 105
C 8.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE ZIDĂRIE	C 122
C 9.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE LEMN	C177
C 10.	PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCŢIILOR	C 180
C D	PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR	C 259
C E	PROCEDEU DE VERIFICARE A DEPLASARII LATERALE A STRUCTURILOR	C 263

C 2. CERINŢE DE PERFORMANŢĂ ŞI CONDIŢII DE ÎNDEPLINIRE

C 2.1. Cerinţe fundamentale

C 2.1(1) P100-1 aparţine noii generaţii de coduri de proiectare seismică, bazate pe stabilirea explicită a performanţei seismice aşteptate.

Experienţa cutremurelor de la Northridge (1994) şi Kobe (1995) au evidenţiat insuficienţa vechilor coduri de proiectare care considerau răspunsul seismic al structurilor pentru o singură stare limită.

Bazele proiectării seismice moderne au fost puse în special de seria de documente FEMA (Federal Emergency Management Agency) care au fost elaborate în anii 1990-2000, declarat ca deceniu de luptă împotriva dezastrelor. Ideile proiectării bazată pe performanţă au fost preluate în marea majoritate a ţărilor cu inginerie seismică avansată (Japonia, Noua Zeelandă), precum şi de ţările UE, prin intermediul Eurocodurilor.

Proiectarea bazată pe performanţă implică urmărirea mai multor obiective de performanţă, respectiv mai multe niveluri ale performanţei seismice a construcţiilor, fiecare din acestea asociat unui anumit nivel de hazard seismic, definit de un cutremur cu un anumit interval mediu de recurenţă.

Performanţa seismică a clădirilor se poate descrie calitativ în termeni de siguranţă oferită ocupanţilor clădirii, pe durata şi după evenimentul seismic, costul şi fezabilitatea lucrărilor de consolidare, durata de întrerupere totală sau parţială a funcţiunii construcţiei, impactul economic-social asupra comunităţii etc.

Aceste caracteristici de performanţă sunt direct legate de amploarea degradărilor pe care le suferă construcţia.

Pre-standardul FEMA prevedea 4 obiective de performanţă de bază, aşa cum se arată în Figura C 2.1.

Operaţional (OP)	Ocupanţa imediată (OI)	Siguranţa vieţii (SV)	Prevenirea prăbuşirii (PP)
Toate funcţiunile sunt operaţionale Degradări insignifiante	Clădirea rămâne sigură pentru ocupanţi. Reparaţii necesare minore	Structura rămâne stabilă şi păstrează rezerve de rezistenţă. Stabilitatea elementelor nestructurale este controlată	Construcţia rămâne în picioare, susţinând încărcarea gravitaţională. Orice alte degradări şi pagube sunt acceptabile.

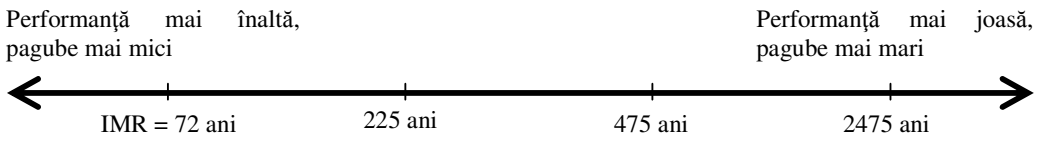


Figura C 2.1.

Deşi proiectarea seismică cu 4 obiective de performanţă din codul FEMA este atrăgătoare şi justificată din punct de vedere principial, aplicarea acesteia întâmpină dificultăţi practice importante, în special datorită volumului mare al operatiilor implicate şi dificultăţii stabilirii unor criterii de proiectare concrete, suficient de simple, asociate celor 4 obiective de performanţă.

Din aceste motive, standardul SR EN 1998-1 are în vedere numai două cerinţe de performanţă: cerinţa de siguranţă a vieţii (SV) şi cerinţa de limitare a degradărilor (LD). Ultima dintre acestea nu se suprapune peste nici unul dintre obiectivele de performanţă din codul FEMA, fiind mai apropiată de SV şi fiind mai semnificativă pentru comportarea structurii decât OI.

Această abordare a fost adoptată şi în P100-1/2006, cu diferenţa că nivelul de hazard era semnificativ mai mic decât în standardul european, în acord cu posibilităţile economice ale ţării noastre. Astfel, valorile IMR adoptate în P100-1/2006 pentru SV şi respectiv LD au fost de numai 100 ani şi 30 ani, faţă de 475 ani şi 100 ani în EN.

In urma actiunii de revizuire a codului, s-a considerat necesar ca nivelul de hazard să fie ridicat. Astfel, valorile adoptate corespund unui cutremur cu intervalul mediu de recurenţă de referinţă de 225 de ani pentru cerința de siguranță a vieții și 40 de ani pentru cerința de limitare a degradărilor.

Pentru simplificare, diferenţierea asigurării unor construcţii de importanţe diferite sau a unor construcţii pe care proprietarii doresc să le asigure mai mult decât prevăd la minimum normele (vezi 2.2.4), se face nu prin considerarea explicită a unor cutremure mai rare şi mai puternice, ci, indirect, prin amplificarea parametrilor acţiunii seismice prin factorii de importanţă.

C 2.2. Condiţii pentru controlul îndeplinirii cerinţelor

C2.2.1. Cele două categorii de exigenţe sunt satisfăcute dacă sunt satisfăcute condiţiile de verificare stabilite pentru cele două stări limită asociate: SLU şi SLS.

Verificările la starea limită ultimă implică verificarea rezistenţei, stabilităţii şi deplasării laterale pentru cutremurul de proiectare pe amplasament, corespunzător obiectivului de performanţă de siguranţa vieţii. Această stare limită are în vedere condiţii limită admise pentru elementele structurale, dar şi condiţia de evitare a prăbuşirii elementelor nestructurale şi echipamentelor cu posibil risc pentru viaţa şi integritatea corporală a oamenilor.

Verificarea la starea limită de serviciu are în vedere protecţia elementelor nestructurale şi echipamentelor pentru cutremure relativ frecvente.

C 2.2.4 Măsuri suplimentare

C2.2.4 Prevederile de la acest paragraf prezintă sintetic măsurile de corectă amplasare şi conformare structurală, precum şi condiţiile esenţiale ale proiectării mecanismului structural de disipare a energiei seismice.

În cazul unor construcţii complexe sau al căror răspuns seismic prezintă incertitudini sunt recomandabile studii suplimentare, teoretice sau experimentale, peste cele minime impuse în textul de bază al codului.

Bibliografie:

ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC 40, Redwood City, CA.

CEN (2004). EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance / Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Bruxelles, 250 pp.

FEMA (1997a). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,* FEMA 273. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA (1997b). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 274. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 356. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA (2003). *Prestandard and commentary for the seismic design of buildings*, FEMA 450. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FIB (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings, Bulletin 25, Lausanne, Elveţia, 192 pp.

Ministerul Lucrărilor Publice (1992), P100/92: Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe, agrozootehnice şi industriale, INCERC Bucureşti, Buletinul Construcţiilor, no. 1-2, 1992, 151 p.

Newmark, N. M. şi Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, USA.

Paulay, T. şi Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York, 744 p.

Postelnicu, T. and Zamfirescu, D. (2000). *Towards performance – based seismic design.* Bulletin of the Technical University of Civil Engineering, Bucharest, no. 1/2000, pp. 19-29.

Postelnicu, T. şi Zamfirescu, D. (2001). *Towards displacement - based methods in Romanian seismic design code*. Earthquake Hazard and Countermeasures for Existing Fragile Buildings, Eds. D. Lungu & T.Saito, Bucureşti, pp. 169-142.

SEAOC (1995), *Vision 2000 a Framework for Performance-Based Engineering*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA.

C 3. ACŢIUNEA SEISMICĂ

C 3.1. Reprezentarea acţiunii seismice pentru proiectare

Pentru proiectarea construcţiilor la acţiunea seismică, nivelul de hazard seismic indicat în codul P100-1 este un nivel minim pentru proiectare. Valoarea de vârf a acceleraţiei orizontale a mişcării terenului, a_g, numită acceleraţia terenului pentru proiectare, corespunde unui interval mediu de recurenţă *IMR = 225ani* (ceea ce corespunde unui eveniment seismic a cărui magnitudine are o probabilitate de depăşire de 20% în 50 de ani).

Pentru proiectarea construcţiilor, teritoriul ţării este împărţit în mai multe zone de hazard seismic, caracterizate de o valoare a acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g constantă în interiorul fiecarei zone.

Hărţile de zonare a acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g din P100-1se utilizează pentru proiectarea la starea limită ultimă.

Pentru zonele unde hazardul seismic este dominat de sursa subcrustală Vrancea (Moldova, Câmpia Română, Dobrogea), harta de zonare a acceleraţiei terenului pentru proiectare se bazează pe o analiză de hazard seismic în care a fost utilizat catalogul cutremurelor vrâncene din secolul 20 (pentru care informaţiile macroseismice sunt determinate cu cea mai mare acurateţe) şi un set de 80 de accelerograme înregistrate în 1977, 1986 şi 1990 în condiţii ce pot fi apreciate ca fiind de câmp liber. Distribuţia accelerogramelor pe evenimente şi pe reţele seismice este prezentată în Tabelul 1.

Tabelul C 3.1. Distribuţia accelerogramelor utilizate în analiza de hazard seismic

Reţeaua seismică	România			Republica Moldova	Bulgaria	Total
Seismul	INCERC[1)]	INFP[2)]	GEOTEC[3)]	IGG[4)]		
4 Martie 1977	1	-	-	-	-	1
30 Aug. 1986	24	8	3	2	-	37
30 Mai 1990	23	10	2	2	5	42
Total	48	18	5	4	5	80

[1)]INCERC, Institutul National de cercetare-Dezvoltare în Constructii si Economia Constructiilor, Bucuresti
[2)]INFP, Institutul National pentru Fizica Pamantului , Bucuresti-Magurele
[3)]GEOTEC, Institutul de Studii Geotehnice si Geologice, Bucuresti
[4)]IGG, Institutul de Geofizica si Geologie, Chisinau

Catalogul de cutremure vrâncene ce a stat la baza analizei de recurenţa a magnitudinilor a utilizat un model de recurenţă ce ţine seama de magnitudinea moment minimă (pragul inferior de interes) $M_{w,min} = 6.3$ şi de magnitudinea moment maximă credibilă (posibilă) pentru sursa subcrustală Vrancea.

Setul de 80 accelerograme ce a stat la baza analizei de atenuare a acceleraţiei maxime a terenului pentru seismele subcrustale vrâncene a furnizat acceleraţia maximă dintre cele două componente orizontale inregistrate în fiecare staţie. Relaţia de atenuare include un termen care ţine seama în mod explicit de influenţa adâncimii evenimentelor seismice din sursa Vrancea. S-a utilizat un model de atenuare de tip Mollas-Yamazaki, iar coeficienţii relaţiei de atenuare s-au determinat prin multiregresie. Modelul obţinut este asemănător cu modele elaborate în SUA şi Japonia pentru surse subcrustale.

Pentru construcţia hărţii de zonare în celelalte regiuni din ţară, au fost analizate datele macroseismice istorice. Pentru zone largi din teritoriul României încă nu sunt disponibile înregistrări seismice care să permită o zonare pe baze instrumentale. Chiar şi în cazul zonei Banat datele instrumentale existente sunt relativ insuficiente ca număr, domeniu de magnitudini şi dispoziţie geografică.

Harta de zonare a acceleraţiei terenului pentru proiectare, a_g, din P100-1 pentru *IMR=225 ani* reprezintă o soluţie tranzitorie urmând ca, în viitor, pentru toate categoriile de clădiri să utilizeze harta de zonare corespunzătoare unui interval mediu de recurenţă *IMR=475 ani* (*10%* probabilitate de depăşire în *50 de ani*). Acest nivel de hazard este cel recomandat atât de Eurocode 8 cât şi de codurile de proiectare din SUA.

Spectrul de raspuns elastic $S_e(T)$ pentru acceleraţii absolute în amplasament este obţinut prin produsul dintre spectrul de răspuns elastic normalizat $\beta(T)$ şi acceleraţia terenului pentru proiectare a_g.

Formele spectrelor normalizate $\beta(T)$ au fost obtinuţe pe baza analizei statistice a spectrelor elastice de răspuns calculate din seturile de accelerograme generate de sursa Vrancea în 1977, 1986 şi 1990 şi grupate pe clase de compoziţie spectrală (de frecvenţe). Pentru zona Banat s-au utilizat înregistrări ale seismelor din sursele de suprafaţă din zonă. Formele spectrelor normalizate sunt definite în formatul Eurocode 8 prin perioade de control (colţ) ale spectrelor de răspuns (T_B, T_C şi T_D) şi prin amplificarea dinamică maximă β_0.

Valorile perioadelor de control (colţ) ale spectrelor de răspuns au fost calculate utilizând definiţiile şi relaţiile din Anexa A, paragraful A.1 din P100-1.

Condiţiile locale de teren în amplasamentul constructiei sunt descrise prin valorile perioadei de control (colţ) T_C a spectrului de răspuns elastic în amplasament. Aceste valori caracterizează sintetic compoziţia de frecvenţe a mişcărilor seismice.

Analiza valorilor perioadei de control (colţ) T_C în staţiile seismice cu înregistrări din România, combinată cu elemente de ordin general privind geologia României a condus la harta de zonare a teritoriului în termeni perioada de control (colţ) T_C din ediţia actuală a P100-1.

Perioada de control (colţ) T_C este utilizată ca principalul descriptor al condiţiilor locale de teren şi al conţinutului de frecvenţe al mişcărilor seismice. Această abordare este o alternativă la sistemul folosit de generaţia actuală de reglementări internaţionale care utilizează o clasificare a condiţiilor locale de teren în funcţie de caracteristicile geofizice ale terenului din amplasament pe minim 30m de la suprafaţa terenului. Aceste caracteristici sunt definite calitativ prin statigrafie şi cantitativ prin proprietăţi ale stratelor de teren din amplasament, dintre care cea mai importantă este viteza medie ponderată a undelor de forfecare. În Anexa A, paragraful A.3 din P100-1sunt prezentate (simplificat) principalele clase de teren din Eurocodul 8 şi vitezele medii ponderate ale undelor de forfecare corespunzătoare acestora.

Atunci când este necesar, spectrul de răspuns elastic pentru deplasări pentru componentele orizontale ale mişcării terenului, $S_{De}(T)$ se obţine prin transformarea directă a spectrului de răspuns elastic pentru acceleraţie $S_e(T)$. Aceste transformări sunt conservative.

Pentru componenta verticală a mişcării terenului, forme spectrale $\beta_v(T)$ prezentate în P100-1, se utilizează perioade de control (colţ) obţinute în mod simplificat astfel: $T_{Bv} = 0,1T_{Cv}$, $T_{Cv} = 0,45T_C$, $T_{Dv} = T_D$. Factorul de amplificare dinamică maximă a acceleraţiei verticale a terenului de către structuri este $\beta_{0v} = 2,75$, iar valoarea de vârf a acceleraţiei componentei verticală este considerată simplificat $a_{vg} = 0,7\ a_g$.

Toate spectrele de răspuns elastic pentru componentele orizontale şi pentru componenta verticală ale mişcării terenului şi valorile asociate acestora indicate în P100-1 sunt pentru fracţiunea din amortizarea critică $\xi = 0,05$.

Harta de zonare a acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g şi harta de a zonare a perioadei de control (colţ) sunt dependente de baza de date disponibile utilizată în analize. De aceea aceste hărţi trebuie considerate ca fiind evolutive, în funcţie de nivelul cunoaşterii seismice instrumentale din România atat privind geologia superficială cât şi accelerogramele inregistrate la viitoare cutremure, în cât mai multe alte amplasamente, astfel încât hărţile şi formele spectrale să poată fi imbunatăţite pe baza evidenţelor instrumentale.

C 3.1.1. Descrieri alternative ale acţiunii seismice

În calculul dinamic al structurilor se utilizează accelerograme, acestea putând fi de mai multe tipuri: artificiale, înregistrate şi simulate.

Accelerogramele artificiale sunt generate pe baza spectrului de răspuns elastic pentru acceleraţii absolute ce trebuie utilizat în amplasamentul în cauză, conform prevederilor din paragraful 3.1 din P100-1. Cerinţele minimale, dar obligatorii ce trebuiesc respectate în generarea acestui tip de accelerograme sunt indicate în paragraful 3.1.2 din P100-1.

Accelerogramele înregistrate (paragraful 3.1.3 din P100-1) trebuie să fie compatibile cu condiţiile seismice caracteristice amplasamentului (tip de sursă seismică, mecanism de rupere, poziţie faţă de focar, condiţii locale de teren, etc.), cu valoarea acceleraţiei terenului pentru proiectare a_g în amplasament, etc.

Comentariu final

Tendinţa la nivel mondial este aceea de creştere a nivelului de siguraţă al construcţiilor noi, speciale ca regim de inalţime, conformaţie arhitecturală, dimensiuni urbane, importanţa pentru proprietar sau pentru societate, această creştere efectuându-se în principal prin luarea în considerare a unui nivel superior actualului nivel de hazard al acţiunii seismice de proiectare.

C 4. PROIECTAREA CLĂDIRILOR

C4.1 Generalităţi

C4.1 P100-1 este complet armonizat, conceptual şi formal, cu standardul SREN1998-1. Acest cod preia elementele de bază ale standardului, dar menţine o serie de prevederi de detaliu din normele româneşti anterioare care, în opinia elaboratorilor, şi-au dovedit valabilitatea şi utilitatea în practica proiectării seismice.

Codul preia modelele, metodele de calcul, terminologia, simbolurile şi structurarea pe capitole din standardul SR EN 1998-1, astfel încât armonizarea celor două coduri sa fie asigurată de la sine.

În raport cu ediţia anterioară din 2006 , noua ediţie beneficiază de un context mai favorabil de aplicare. În prezent, o bună parte din pachetul de coduri structurale destinate proiectării structurilor din beton, oţel, zidărie, etc., pe care proiectarea seismică se bazează direct, este armonizată cu normele europene, inclusiv din punct de vedere al formatului şi terminologiei.

C4.3 Condiţii privind amplasarea construcţiilor

C4.3 Realizarea unui sistem de fundare robust, în măsură să realizeze controlat şi avantajos transferul încărcărilor de diferite naturi la teren, este influenţat decisiv de caracteristicile mecanice ale acestuia şi de condiţiile hidrologice pe amplasament.

Din acest motiv alegerea amplasamentelor, atunci când acestea nu sunt impuse, mai ales la construcţii importante sau de mari dimensiuni, trebuie facută cu toată atenţia. Cu prioritate trebuie evitate amplasamentele cu risc de lunecare, surpare, lichefiere, etc. în caz de cutremur. În acest scop, un rol important revine cercetarii geotehnice şi, eventual, cercetării geologice tehnice pe amplasament.

Trebuie subliniat şi faptul că realizarea unor sisteme de fundare sigure pe amplasamente nefavorabile presupune eforturi materiale şi costuri suplimentare, care pot scumpi substanţial lucrarea în ansamblul ei.

C4.4 Alcătuirea de ansamblu a construcţiilor

C4.4.1 Aspecte de bază ale concepţiei de proiectare

C4.4.1 În aceasta secţiune sunt identificate principiile esenţiale pentru o alcătuire corectă a construcţiilor din zonele cu seismicitate semnificativă.

Respectarea acestor principii permite atât o comportare favorabilă, dar şi controlul sigur al raspunsului seismic al structurii, chiar cu mijloace de calcul mai simple.

C4.4.1.1 Deşi apare de domeniul evidenţei, condiţia traseului sigur, direct şi scurt, al încărcărilor până la terenul de fundare nu a fost prevazută în mod explicit în normele de proiectare până la jumatatea anilor ‘90 din secolul trecut.

Orice verigă absentă sau slabă pe acest traseu - de exemplu, lipsa conectării între planşee şi pereţi, sau o înnădire prin petrecere prea scurtă - poate duce la ruperi locale sau generalizate. Orice lungire, cu ocolişuri, a acestui traseu produce eforturi mai mari şi, ca urmare, costuri mai mari.

C4.4.1.2 Redundanţa este o caracteristică foarte necesară structurilor seismice. Aceasta permite ca, atunci când unele elemente îşi ating capacitatea de rezistenţă,

sporul de forţă laterală să fie distribuit la alte elemente ale sistemului cu condiţia ca în elementele plastificate să nu se depăşească capacitatea de deformare.

C4.4.1.3 Calitatea răspunsului seismic al structurii este influenţată esenţial de configuraţia ordonată, sau nu, a acesteia. Din acest punct de vedere, simetria pe două direcţii în plan a clădirii, dar şi a structurii însăşi, reprezintă condiţia cea mai importantă. Asimetriile induc oscilaţii de torsiune substanţiale şi concentrări de eforturi.

De asemenea, discontinuităţile pe verticală ale structurii, aşa cum s-a arătat şi la C4.4.1.1, produc devieri ale traseului încărcărilor, dar şi modificări bruşte ale rigidităţii şi rezistenţei laterale la anumite niveluri. Atunci când asemenea caracteristici de neregularitate sunt inevitabile, la proiectarea structurală trebuie să se ţină cont de caracteristicile de vibraţie deosebite care intervin, de caracterul spaţial al transferului de forţe şi de concentrările de eforturi în zonele de schimbare bruscă a unor caracteristici structurale.

În orice caz, inginerul structurist trebuie să manifeste preocupare pentru obţinerea unei structuri regulate, încă din primele faze de proiectare, în discuţiile cu proiectantul funcţiunii, arhitectul. Rezolvarea iniţială corectă a structurii poate economisi timp şi bani, fără să afecteze semnificativ funcţiunea sau aspectul clădirii.

C4.4.1.4 Direcţia de acţiune a seismului este aleatoare, apărând eforturi pe toate direcţiile. Din acest motiv, structura trebuie să aibă o rigiditate suficientă în orice direcţie. Aceasta se poate realiza, mai simplu, prin asigurarea rigidităţii necesare pe două direcţii ortogonale în plan.

Astăzi este recunoscut pretutindeni faptul că parametrul esenţial în caracterizarea răspunsului seismic, atât în satisfacerea exigenţelor de siguranţă a vieţii, cât şi a celor de limitare a degradărilor, este deplasarea laterală.

Din acest motiv, asigurarea prin proiectare a unei rigidităţi laterale suficiente este primordială în proiectarea seismică. Această condiţie este în mod particular importantă pentru zonele aflate în Câmpia Română, ca urmare a cerinţelor mari de deplasare specifice impuse de cutremurele vrâncene în această regiune.

C4.4.1.5 Răspunsul seismic al construcţiilor cu vibraţii de torsiune majore este unul nefavorabil, cu sporuri semnificative ale deplasărilor laterale, cu efectele negative aferente asupra stării de degradare a elementelor structurale şi nestructurale. Pe de altă parte, gradul de încredere în rezultatele calculului structural, cu alte cuvinte controlul răspunsului seismic prin calcul, este mult mai mic decât în cazul unor structuri simetrice.

Prin dispunerea adecvată a elementelor structurale verticale, în primul rând a elementelor cu rigiditate mare, pereţii şi cadrele contravântuite, trebuie reduse la maximum excentricităţile maselor în raport cu centrul rigidităţilor şi cu cel al rezistenţelor laterale.

Optimizarea răspunsului seismic din acest punct de vedere este maximă atunci când cuplarea modurilor de torsiune cu cele de translaţie este practic eliminată sau redusă substanţial.

Chiar şi în cazul structurilor simetrice spaţiale apar oscilaţii de torsiune accidentale. Controlul acestora poate fi realizat prin dispunerea periferică (pentru realizarea braţului cuplului) a unor elemente de contravântuire cu rigiditate suficientă la deplasări laterale.

Numărul minim specificat (2 x 2) asigură, cu o probabilitate mare, ca pentru fiecare direcţie măcar o pereche de elemente rigide să lucreze în domeniul "elastic".

C4.4.1.6 În structurile supuse acţiunii forţelor laterale seismice, planşeele au rol esenţial pentru asigurarea unui răspuns seismic favorabil.

Realizarea planşeelor ca diafragme orizontale foarte rigide şi rezistente pentru forţe în planul lor permite şi un control sigur al răspunsului seismic aşteptat prin metode de calcul adecvate.

Planşeele dintre zone structurale cu rigidităţi şi rezistenţe foarte diferite ca mărime şi distribuţie în plan pot fi supuse unor forţe foarte mari. Acesta este cazul, de multe ori, al planşeelor de transfer dintre infrastructură şi suprastructură. Preluarea eforturilor corespunzătoare funcţiei de diafragmă orizontală presupune prevederea în planşeu a unor armături cu rol de conectori, colectori, tiranţi, dimensionate adecvat (vezi 4.4.4).

C4.4.1.7 Fundaţiile trebuie să realizeze transferul eforturilor dezvoltate la baza structurii, realizată din beton armat sau din oţel, la terenul de fundare constituit dintr-un material mult mai slab, lipsit de rezistenţă la întindere şi cu o rezistenţă la compresiune de sute sau mii de ori mai mică decât a materialului din suprastructură. În cazul structurilor solicitate seismic, forţele ce trebuie transmise la teren corespund mecanismului structural de disipare de energie, care implică plastificarea la bază a elementelor structurale verticale.

Această funcţie a fundaţiilor presupune dezvoltarea substanţială în plan, în raport cu dimensiunile elementelor suprastructurii, şi dimensiuni consistente pentru preluarea eforturilor rezultate din acest rol.

Există mai multe moduri de rezolvare a fundaţiilor care se înscriu între două limite (Figura C 4.1):

- o variantă limită o constituie cea în care fiecare din elementele verticale aparţinând structurii capătă propria fundaţie; fundarea poate fi directă, de tip masiv ca în cazul peretelui din Figura C 4.1, a, atunci când suprafaţa de fundare poate fi dezvoltată cât este necesar şi echilibrul poate fi realizat numai prin presiuni pe talpa fundaţiei, sau de adâncime, prin piloţi, chesoane etc., dacă suprafaţa de rezemare este limitată şi echilibrarea forţelor la nivelul tălpii face necesară dezvoltarea unor forţe de întindere (Figura C 4.1, b).
- cealaltă variantă limită este prezentată în Figura C 4.1, c şi d, unde se prevede o fundaţie comună pentru toate elementele verticale ale structurii; poate rezulta o infrastructură de tipul unui bloc de beton armat, suficient de rigid şi rezistent, în măsură să asigure deformaţii liniare ale terenului la nivelul contactului cu fundaţia. Infrastuctura poate fi un radier masiv sau un radier casetat. În acest din urmă caz, cutia rigidă poate fi realizată la nivelul subsolului (subsolurilor) clădirii, angajând pereţii perimetrali, pereţii interiori ai subsolului, radierul şi plăcile subsolurilor (Figura C 4.1, c). O altă rezolvare este cea din Figura C 4.1, d, cu radier general şi piloţi (eventual barete) cu capacitatea de a prelua atât eforturi de întindere, cât şi de compresiune. Grosimea şi armarea radierului sunt dimensionate pentru a prelua eforturile rezultate din funcţia de transfer a acestui element.

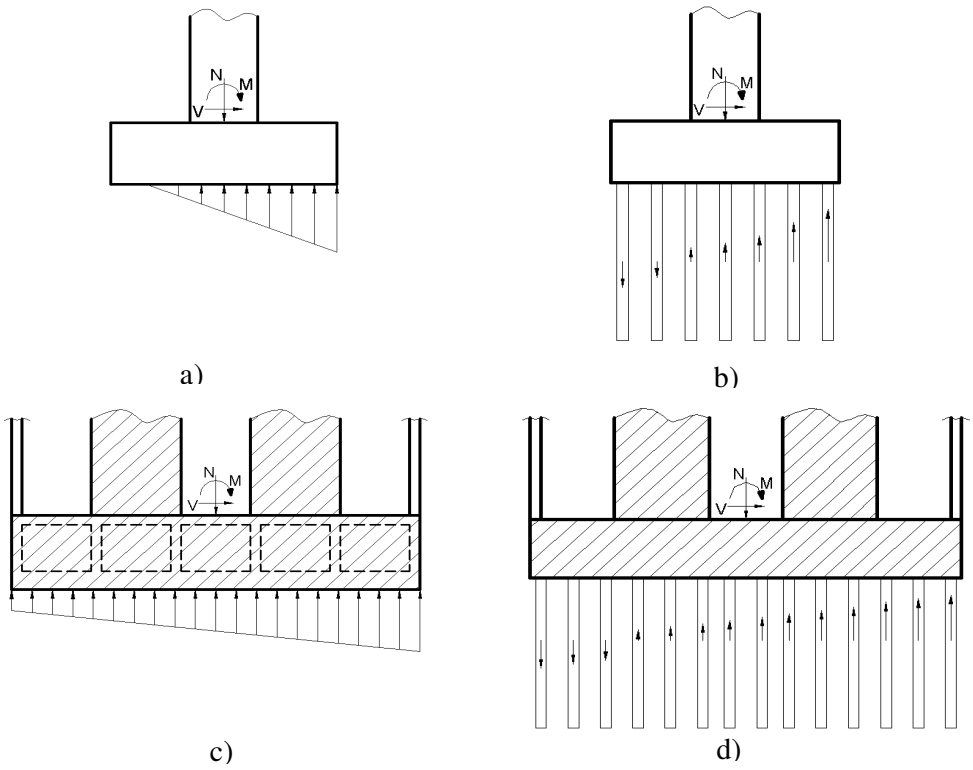


Figura C 4.1.

Între cele două variante limită se situează soluţiile intermediare cu tălpi (grinzi) de fundare rigide şi rezistente dispusepe o direcţie sau pe două direcţii, după caz.

Proiectarea unui sistem de fundare corect este de cea mai mare importanţă pentru asigurarea unei comportări seismice favorabile a construcţiei şi pentru economicitatea soluţiei de ansamblu. Din acest motiv, în unele situaţii este posibil ca exigenţele de realizare a unei fundaţii să influenţeze alcătuirea suprastructurii.

C4.4.1.8 Forţele seismice sunt forţe de inerţie (masice), astfel încât valorile acestora şi, implicit, ale eforturilor din structură sunt dependente direct de masa construcţiei.

Prevederile de la 4.4.1.8 urmăresc reducerea eforturilor produse de forţele seismice prin 3 categorii de măsuri:

- măsuri care să permită reducerea masei prin folosirea unor materiale structurale şi nestructurale uşoare sau mai eficiente (de ex. betonul de înaltă rezistenţă);
- măsuri de poziţionare uniformă a maselor pentru a evita efecte de răsucire generală a clădirilor;
- măsuri de plasare a maselor mari la nivelurile inferioare ale clădirii pentru reducerea momentelor de răsturnare din forţele seismice.

C4.4.2 Elemente structurale principale şi secundare în preluarea forţelor seismice

C4.4.2 În alcătuirea unor clădiri pot apărea elemente structurale al căror rol se rezumă practic la preluarea încărcărilor verticale, contribuţia lor la structura laterală putând fi neglijată. De exemplu, asemenea situaţii pot apărea la sistemele structurale cu pereţi

puternici şi planşee dală rezemând pe stâlpii cu rigiditate laterală neglijabilă în raport cu cea a pereţilor. Aceşti stâlpi pot fi consideraţi ca elemente secundare, rezultând două avantaje: un model de calcul mai simplu şi o economie de beton şi oţel, datorită faptului ca aceste elemente nu reclamă măsurile de ductilizare specifice elementelor participante la preluarea forţelor laterale, respectiv elementelor principale.

Aceste elemente vor fi dimensionate ca elemente neseismice. De exemplu, elementele de beton armat vor fi proiectate pe baza prevederilor din SR EN 1992-1-1 pentru elementele neparticipante la preluarea acţiunilor seismice.

Aceste măsuri asigură elementelor secundare capacitatea minimală de ductilitate necesară pentru urmărirea deformaţiilor laterale dezvoltate în timpul acţiunii cutremurelor.

C4.4.3 Condiţii pentru evaluarea regularităţii structurale

C4.4.3.1 Răspunsul seismic al structurilor neregulate este mult mai dificil de controlat prin proiectare decât cel al construcţiilor simetrice regulate.

În situaţiile când neregularitatea structurală nu se poate evita datorită unor condiţionări legate de teren sau funcţiuni, gradul de încredere mai scăzut în rezultatul proiectării se poate compensa pe două căi.

- prin penalizarea structurii cu forţe seismice de proiectare sporite;
- prin alegerea unor modele mai riguroase şi a unor metode de calcul mai performante.

În Tabelul 4.1 se realizează sinteza acestor tipuri de măsuri.

C4.4.3.2 Condiţiile de regularitate în plan date în această secţiune provin parţial din vechea versiune P100/92 şi parţial din SR EN 1998-1. Prevederile de la (3) urmăresc evitarea rezemărilor indirecte, care produc sporuri de forţe semnificative produse de componenta verticală a cutremurelor.

Prevederile de la (1), (2) şi (5) urmăresc reducerea efectelor de torsiune generală.

În cazul în care construcţii cu forme în plan neregulate nu pot fi tronsonate, se vor utiliza modele şi scenarii de comportare care să evidenţieze eforturile suplimentare care decurg din neregularitatea structurii.

Condiţia de rigiditate în planul planşeelor de la (4) se consideră satisfacută dacă săgeata orizontală a acestora nu depaşeşte 1/10 din deschidere.

În actuala ediţie a Codului, s-a dat la 4.4.3.2(5) o condiţie alternativă, existentă şi în normele americane, care este mai simplă pentru că deplasările laterale sunt furnizate direct de programele de calcul structural (semnificaţia mărimilor implicate în verificare este dată în Figura C 4.2.). În schimb, verificarea condiţiei implică efectuarea în prealabil a unui calcul structural, urmând ca pe aceeaşi bază să se stabilească apoi valorile q şi valorile forţelor seismice de proiectare.

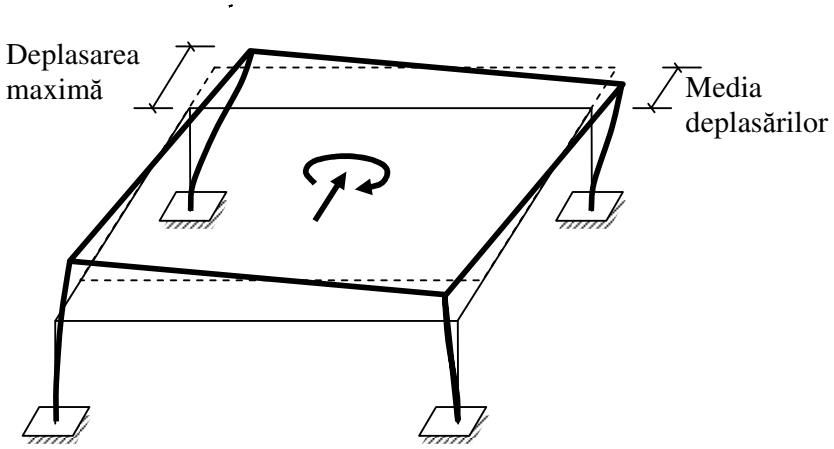


Figura C 4.2.

C4.4.3.3 Reducerea brusca la un anumit nivel al clădirii a proprietăţilor de rigiditate şi rezistenţă la forţe laterale duce la concentrarea deformaţiilor plastice şi, implicit, a consumului energiei seismice, la nivelul slab. În consecinţă, degradările acestui nivel sunt foarte extinse, periclitând stabilitatea construcţiei. Sunt cunoscute situaţiile unor clădiri etajate din Kobe la care , cu ocazia cutremurului din 1995, asemenea etaje slabe, situate deasupra unor niveluri puternice, s-au zdrobit complet, dispărând cu totul (Figura C 4.3).

Figura C 4.3.

Limita o constituie situaţia în care o structură puternică (de exemplu, o structură cu pereţi) reazemă la bază pe o structură mult mai flexibilă şi mai slabă ca rezistenţă. În Figura C 4.4 se exemplifică comportarea acestui tip de structură prin cazul spitalului Olive View, în urma cutremurului de la San-Fernando din 1971.

Regulile privind reducerea graduală a dimensiunilor elementelor structurale şi distribuţia maselor pe înălţimea clădirii, date la 4.4.3.3, sunt similare cu cele din SR EN 1998-1 şi FEMA 273.

Figura C 4.4.

Regulile privind monotonia structurilor pe verticală şi menţinerea unui traseu cât mai direct şi scurt al încărcărilor către terenul de fundare, date la (6), urmăresc să evite sporurile excesive de eforturi în elemente verticale de la nivelurile cu modificări structurale (de exemplu, în stâlpii care susţin pereţii întrerupţi la parter în construcţia din Figura C 4.5, a) şi în planşeul-diafragmă care trebuie să realizeze transferul dintre elementele verticale în acelaşi plan (Figura C 4.5, b) sau între planuri diferite (Figura C 4.5, c).

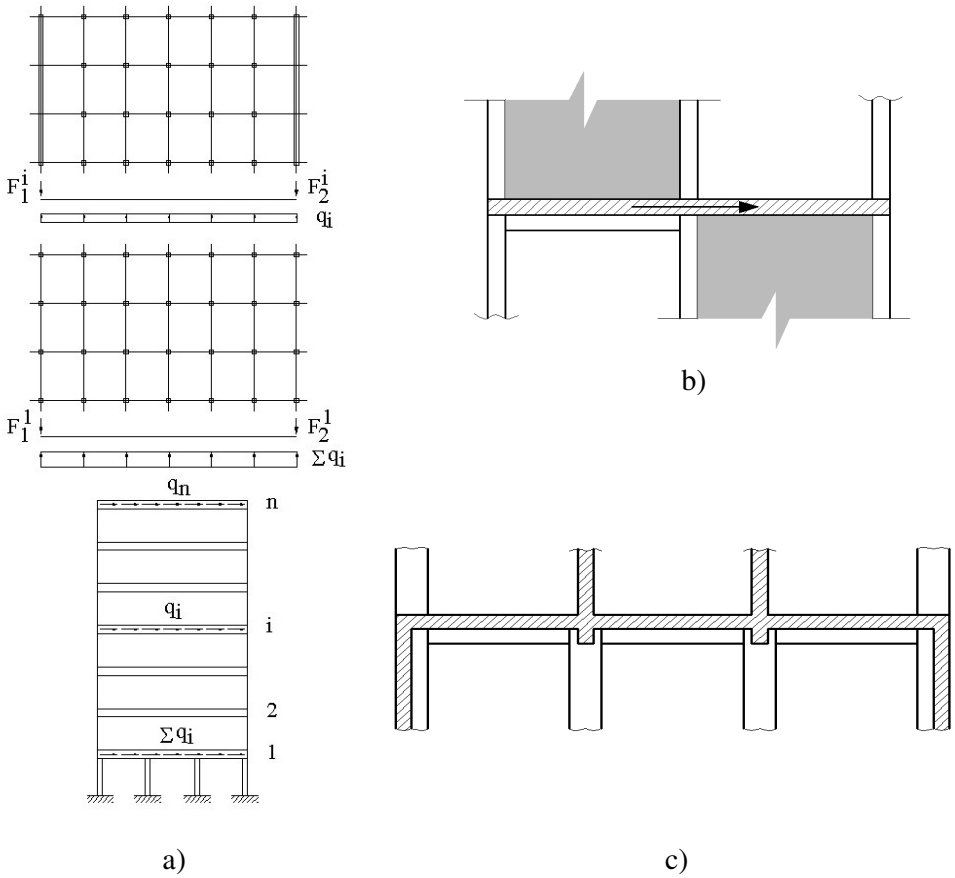


Figura C 4.5.

C4.4.4. Condiţii pentru alcătuirea planşeelor

C4.4.4.1 La 4.4.1.6 s-au identificat principalele roluri pe care le îndeplineşte planşeul - diafragmă orizontală, în vederea preluării încărcărilor seismice din planul său.

Rigiditatea practic infinită a diafragmelor orizontale face ca deplasările elementelor verticale să fie distribuite liniar în plan, asigurându-se o interacţiune eficientă a componentelor sistemului structural. Această proprietate a planşeului permite în acelaşi timp un control sigur al comportării de ansamblu prin intermediul calculului structural. Comportarea de corp rigid a planşeului permite ca modelul de calcul să reţină numai 3 deplasări semnificative la fiecare nivel: 2 translaţii şi o rotire. Având în vedere acest rol, este esenţial ca prin proiectarea cu un grad de asigurare superior să se evite deformaţiile neliniare (plastice) în planşeu. În acest scop, la dimensionarea elementelor planşeului (de exemplu, armăturile planşeelor de beton armat cu rol de corzi, conectori, colectori) se vor considera forţele asociate mecanismului de plastificare (de disipare de energie). Modelul structural al planşeului solicitat de forţe aplicate în planul lui poate fi, după caz, acela de grindă - perete sau grindă cu zăbrele (model "strut-and-tie"), recomandabil în situaţiile în care în planşeu sunt prevăzute goluri cu dimensiuni mari (Figura C 4.6). Modelul trebuie ales astfel încât diagonalele sistemului să ocolească golurile.

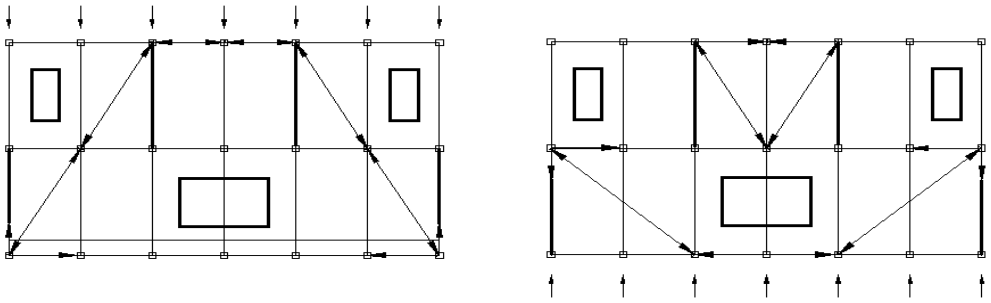


Figura C 4.6.

C4.4.4.2 Prevederea de la (2) are în vedere situatii de tipul celei din Figura C 4.4. Reazemele planşeului sunt în realitate reazeme deplasabile pentru că pereţii suferă deplasări laterale. Dacă rigidităţile pereţilor sunt inegale, "tasările" grinzii (planşeului) sunt diferite, afectând distribuţia de eforturi.

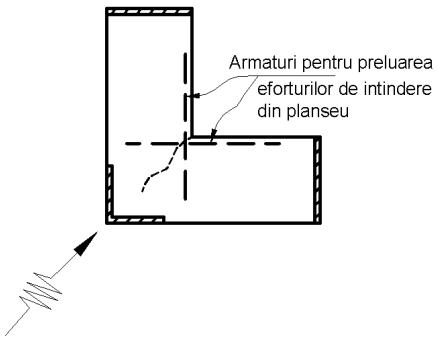


Figura C 4.7.

Prevederea de la (3) are în vedere situaţia unui planşeu ca cel reprezentat în Figura C 4.7 Pentru evitarea ruperii plăcii în zona intrândului trebuie prevăzute armături ca cele figurate cu linie întreruptă.

C4.4.4.3 şi **4.4.4.4** Transmiterea forţelor orizontale din planul planşeului este exemplificată în Figura C 4.8, a, pentru cazul unui perete structural de beton armat împreună cu zona de placă aferentă.

În acest caz, descărcarea planşeului la perete se face prin:

- compresiune directă pe capătul peretelui;
- armături întinse "care colectează" forţele distribuite în masa plăcii;
- prin lunecări între inima pereţilor şi placă, pentru care se prevăd conectori (armături transversale) ancoraţi adecvat în grosimea plăcii.

Pentru reducerea valorilor forţelor de contact se poate evaza placa sub forma unei centuri (Figura C 4.8, b).

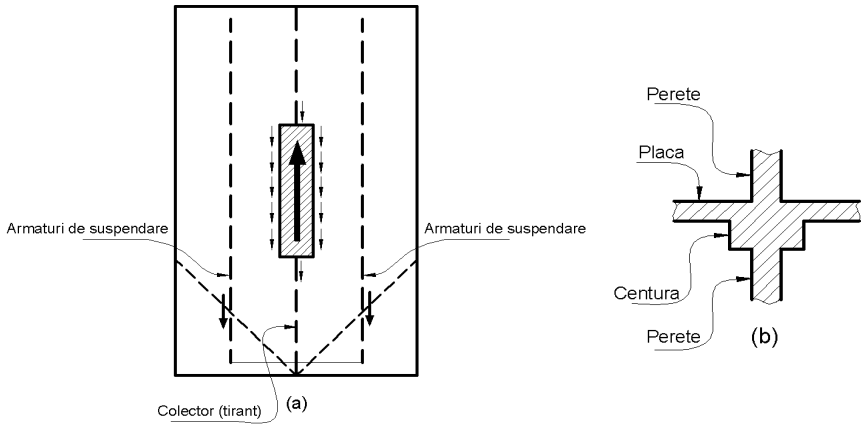


Figura C 4.8.

C 4.4.5 Clase de importanţă şi de expunere la cutremur şi factori de importanţă

C4.4.5 Faţă de ediţiile mai vechi ale codului, în care clasificarea construcţiilor se făcea după importanţa lor, în prezenta ediţie clasificarea se face funcţie de importanţa şi de efectele expunerii la acţiunea cutremurelor.

Importanţa construcţiilor are în vedere în special funcţiunea clădirii, în timp ce expunerea la cutremur are în vedere în special pagubele de diferite naturi, care pot fi provocate de acţiunea cutremurelor puternice (de exemplu, prin distrugerea unor rezervoare de gaze toxice, sau pierderile de vieţi omeneşti din clădirile cu mulţi ocupanţi).

În categoria I-a sunt încadrate construcţii a căror funcţiune/integritate pe durata cutremurului şi după atacul seismic este obligatorie pentru desfăşurarea activităţilor esenţiale în zona afectată de cutremur.

În categoria a II-a sunt încadrate, în principal, construcţiile care adună un număr mare de persoane, sau care adăpostesc valori importante.

Până la întocmirea unor hărţi de hazard seismic pe teritoriul naţional şi dezvoltarea procedurilor de verificare a performanţelor structurale la cutremure cu diferite perioade de revenire, calea cea mai simplă pentru diferenţierea asigurării clădirilor, ca importanţă şi expunere seismică, este prin intermediul amplificării forţelor de proiectare cu factorii de importanţă γ_I din tabelul 4.2.

C4.5 Calculul structurilor la acţiunea seismică

C4.5.2 Modelarea comportării structurale

C4.5.2 Configuraţia regulată sau neregulată în plan si/sau în elevaţie a unei structuri influenteaza semnificativ performanta în comportare la cutremure puternice.

Daca miscarile de translatie laterala ale structurii sunt clar decuplate, se poate considera un model bidimensional cu cate un grad de libertate dinamica de translatie la nivelul fiecarui planseu. Daca mişcările de translaţie şi de torsiune sunt cuplate, atunci se impune alegerea unui model tridimensional cu cel putin trei grade de libertate dinamica (doua translatii orizontale şi o rotatie în jurul unei axe verticale) pentru fiecare planşeu indeformabil în planul său.

Pentru cladiri cu plansee flexibile, nu sunt utilizabile modelele cu trei grade de libertate dinamica la fiecare nivel. Diferentele semnificative de rigiditate intre diferite zone ale planseului pot conduce la modificari ale distributiei fortelor seismice laterale la elementele verticale de rezistenta şi pot genera şi efecte de torsiune. Pentru includerea efectelor generate de plansee flexibile, modelul dinamic spatial trebuie sa cuprinda un numar suplimentar de puncte de concentrare a masei, respectiv de grade de libertate dinamica.

Daca sunt semnificative, efectele de interacţiune dintre sistemele rezistenţe la forţe seismice laterale şi elementele nestructurale care nu apartin acestor sisteme, spre exemplu pereţii de compartimentare, trebuie considerate în modelul structural. Dacă pereţii de compartimentare nu sunt distribuiti uniform în plan şi în elevaţie, sau participă efectiv la capacităţile de rezistenta la forţe laterale, pot apare neregularitati torsionale sau neregularitati specifice etajelor flexibile. Efectele de torsiune conduc la cresteri ale eforturilor şi deformatiilor în elementele perimetrale.

O configuratie neregulata pe verticala afecteaza raspunsul local la diferite cote ale structurii şi induce forţe seismice diferite de cele evaluate prin metoda fortelor echivalente. Existenta unor etajele flexibile conduce la modificari ale configuratiei deformatei de ansamblu, deplasarile importante fiind localizate în zonele corespunzatoare unor reduceri bruste de rigiditate şi de rezistenta laterala.

Modelul structural de calcul devine mai cuprinzator şi mai riguros daca sunt considerate, când sunt importante, efectele interactiunii teren-structura asupra raspunsului seismic.

C4.5.2.1 Variaţiile distribuţiilor de mase si/sau de rigiditati fata de distributiile nominale considerate în calcul, precum şi posibilitatea unei componente de rotatie în jurul unei axe verticale generata de variabilitatea spatiala a miscarii terenului, pot produce efecte de torsiune. Aceste efecte pot apărea, chiar şi în structurile complet simetrice "echilibrate torsional", în care pozitiile nominale ale centrului maselor şi centrului de rigiditate coincid la fiecare nivel.

Pentru limitarea efectelor de torsiune şi asigurarea unor rigiditati şi capacitati de rezistenta adecvate la torsiune, se introduce excentricitatea accidentala. Aceasta

excentricitate, egala cu 5% din dimensiunea clădirii perpendiculara pe direcţia acţiunii seismice, se măsoară fata de pozitia nominala a centrului maselor de la fiecare nivel. Toate excentricitatile accidentale sunt "simultan" considerate la nivelurile structurii, în aceeasi directie şi acelasi sens (pozitiv sau negativ), efectele fiind calculate static.

C4.5.3 Metode de calcul structural

C4.5.3.1 Codul cuprinde diferite metode pentru calculul raspunsului seismic :

- Metoda fortelor seismice echivalente (calcul static liniar) ;
- Metoda de calcul modal cu spectru de raspuns ;
- Metoda de calcul dinamic liniar prin integrarea directa a a ecuaţiilor diferentiale modale decuplate ;
- Metoda de calcul static neliniar incremental ("push-over") ;
- Metoda de calcul dinamic neliniar cu integrarea directa a ecuaţiilor diferentiale de miscare cuplate.

Codul P100-1recomanda pentru proiectarea curentă cele două metode consacrate, metoda forţelor seismice echivalente asociate modului fundamental de vibraţie de translatie şi metoda de calcul modal cu spectru de răspuns, precizand condiţiile în care aceste metode se pot aplica. Se indică alegerea procedeului de calcul în funcţie de tipul construcţiei - regulate sau neregulate în plan şi/sau în elevaţie, precum şi necesitatea reducerii factorului de comportare q în cazul structurilor neregulate.

În codul P100-1/2012, metoda de calcul modal cu spectru de raspuns este metoda de referinta pentru determinarea raspunsului structurilor expuse acţiunii seismice. Acesta metoda este aplicabilă, fără limitări, clădirilor şi altor construcţii la care se referă codul. În calculul seismic spaţial, metoda de calcul modal oferă un echilibru între acurateţea rezultatelor şi costuri. Pentru aplicaţiile practice sunt disponibile numeroase programe de calcul pe modele structurale tridimensionale.

Metodele liniare reprezintă instrumente simplificate de calcul pentru proiectarea practica, care nu conduc la un răspuns seismic efectiv elastic. În metoda fortelor seismice echivalente şi în metoda de calcul modal, eforturile se determina printr-un calcul liniar în care actiunea seismică este caracterizata prin spectrul de proiectare obtinut prin reducerea spectrului de raspuns elastic (definit pentru o valoare standard de 5% a fractiunii din amortizarea critica) cu factorul de comportare q. Deplasările laterale rezultă prin multiplicarea deplasărilor calculate liniar cu factorul de comportare q.

În metoda de calcul modal cu spectru de răspuns, distribuţia forţelor seismice se bazează pe proprietăţile modale, determinate în funcţie de distribuţiile maselor şi rigidităţilor structurale.

În metoda forţelor seismice echivalente, distribuţia forţelor laterale se poate obţine pe baza unor relaţii simplificate adecvate pentru structurile regulate.

În metodele de calcul neliniar, eforturile şi deplasările inelastice se obţin direct.

C4.5.3.2.1 Metoda fortelor seismice echivalente este varianta simplificată a metodei de calcul modal cu spectru de răspuns, în care modul propriu fundamental de translaţie este predominant în răspunsul seismic.

Metoda simplificata "unimodala" este calibrata pentru a obtine efecte globale (forta tăietoare de baza, moment de rasturnare) apropiate de aceleasi efecte calculate, mai riguros, prin metoda "multimodală" cu spectru de răspuns. Efectele acţiunii seismice se determină prin calcul static liniar cu forţe seismice echivalente laterale aplicate separat pe doua directii orizontale principale ale structurii.

Metoda fortelor seismice echivalente este intuitiva şi simpla din punct de vedere ingineresc, fiind potrivita pentru structuri care satisfac urmatoarele conditii:

(i) Perioadele proprii ale primelor moduri de vibratie de translatie corespunzatoare directiilor principale ale structurii sunt mai mici ca 1.6 s.

(ii) Structura satisface criteriile de regularitate în elevatie definite în cod

Din considerente practice, pentru aplicarea metodei fortelor seismice laterale, ambele conditii trebuie satisfacute pe cele doua directii principale orizontale.Dacă prima condiţie nu este satisfacută, considerarea modurilor proprii superioare este esentiala, datorita contributiei acestor moduri în raspunsul total. La structurile cu neregularităţi în elevatie, efectele modurilor proprii superioare pot fi semnificative, fiind localizate în zonele cu variatii bruste ale caracteristilor de inertie sau de rigiditate.

În acest caz, aproximarea formei proprii fundamentale prin configuraţii simplificate nu este valabilă.

C4.5.3.2.2 Forţa tăietoare de bază se determină separat pe fiecare din direcţiile principale orizontale pentru primul mod propriu de vibraţie de translaţie pe acea direcţie.

În relaţia (4.3) pentru determinarea fortei tăietoare de baza, λ_m reprezintă masa modală efectivă asociată modului propriu fundamental de vibraţie de translaţie.

Factorul de echivalenţă modală λ = 0,85 se consideră pentru $T_1 \leq T_C$ şi clădiri cu mai mult de două etaje. Acestă valoare corespunde unei mase modale efective (asociată primului mod de vibraţie de translaţie) care este, în medie, aproximativ 85% din masa totală a clădirii. Valoarea $\lambda = 1{,}0$ se considera pentru cladiri parter sau parter cu un etaj, dar şi în cazul când perioada proprie de vibratie $T_1 > Tc$, pentru includerea unor moduri proprii superioare care pot fi semnificative .

Importanţa modurilor proprii superioare în raspunsul seismic depinde de proprietăţile dinamice ale structurii, dar şi de continuţul de frecvenţe (perioade) al miscării terenului descris de spectrul de răspuns. De aceea, în afara regimului de înalţime al clădirii, parametrul principal este perioada de control (colţ) *Tc*.

Codul recomandă determinarea modurilor proprii de vibratie ale structurilor, în particular calculul perioadei şi formei proprii fundamentale de vibratie de translatie, prin metodele dinamicii structurilor pentru rezolvarea problemei de valori şi vectori proprii.

O estimatie suficient de precisa a perioadei proprii fundamentale de vibratie de translatie este data de metoda energetica Rayleigh, în care deplasarile laterale se calculeaza neglijind efectele torsiunii.

Posibilitatea estimarii perioadei fundamentale de vibraţie cu formulele simplificate din anexa B este indicata numai în calcule preliminare pentru conformarea şi predimensionarea structurii. Formulele aproximative includ o caracterizare generala a

clădirii (sistem structural, materiale), cat şi dimensiunile globale în plan şi inaltimea totala a acesteia.

Relatii simplificate, de tipul $T_1 = C_t H^{3/4}$ obtinute din considerente teoretice şi prin analize de regresie ale unor date experimentale pentru diferite tipuri de cladiri, sunt incluse în standardul SR EN 1998-1 şi în diferite coduri de proiectare (ASCE 7-98, California Building Code 2002, FEMA 450, NBC-2005, s.a).

În codul de proiectare P100-1/2012, ca şi în SR EN 1998-1, aplicarea acestor relaţii simplificate este limitată la clădiri cu înălţimi mai mici de 40 m.

Relaţia alternativă (B4) propusă pentru estimarea perioadei fundamentale a clădirilor etajate cu pereţi structurali din beton armat sau zidărie include ariile efective ale secţiunilor transversale şi lungimi ale pereţilor structurali. Limita superioară 0,9 (relatia B6) este specificată pentru evitarea unor valori exagerate ale raportului l_{wi} / H specifice clădirilor cu dimensiuni în plan mult mai mari ca înălţimea.

C4.5.3.2.3 Pentru fiecare din cele doua modele plane, forţa tăietoare de bază F_b corespunzătoare modului propriu fundamental de translaţie pe direcţia de calcul se distribuie pe înălţimea clădirii, la nivelele structurii, pe direcţiile gradelor de libertate dinamică de translaţie orizontală.

La nivelul fiecărui planşeu, forţă seismică echivalenta orizontala F_i aplicata în centrul maselor, este proporţională cu masa de nivel m_i şi cu componenta formei proprii fundamentale şi pe directia gradului de libertate dinamica i de translatie orizontala.

Vectorul propriu fundamental se determină printr-un calcul dinamic.

In conditiile de aplicare ale metodei fortelor seismice echivalente, forma proprie fundamentală se poate aproxima printr-o variaţie liniară crescatoare pe înălţime, în funcţie de cota de nivel z_i.

Simplificarile şi aproximatiile din metoda forţelor seimice echivalente sunt inadecvate în urmatoarele cazuri:

- structuri cu neregularitati semnificative ale caracteristilor de inertie şi de rigiditate la care miscarile de raspuns de translatie pe doua direcţii laterale ortogonale şi de torsiune sunt cuplate ;
- structuri cu o distributie neregulata a capacitatilor de rezistenta care conduce la posibile concentrari ale cerintelor de ductilitate.

C4.5.3.3 Metoda modala cu spectru de raspuns are la baza suprapunerea raspunsurilor modale maxime asociate modurilor proprii semnificative. Fiecare mod propriu de vibratie este caracterizat de frecventa (perioada) proprie de vibratie, de vectorul propriu (forma proprie) şi de fractiunea din amortizarea critica modala. Se determina raspunsul maxim pentru fiecare mod propriu de vibratie semnificativ şi prin suprapunerea raspunsurilor maxime cu reguli de compunere modala se calculeaza raspunsului maxim total.

Chiar daca este posibil un calcul liniar independent pentru fiecare din cele doua directii ortogonale principale, este recomandata şi o analiza spatiala completa pe un model tridimensional cu cel putin trei grade de libertate dinamica la nivelul fiecarui planşeu indeformabil în planul sau: doua grade de translatie în plan orizontal şi un grad de rotatie în jurul unei axe verticale. Fiecare forma proprie de vibratie include componente (deplasari şi rotatii) pe directiile gradelor de libertate dinamica.

În calculul modal, trebuie considerate toate modurile proprii care contribuie semnificativ la raspunsul total. Criteriul frecvent utilizat în codurile de proiectare considera un numar de moduri proprii pentru care, masa modala efectiva totala obtinuta prin sumarea maselor modale individuale (pentru fiecare din directiile *X, Y, Z* sau pentru alte directii relevante) este cel putin 90% din masa totala a structurii.

Daca acest criteriu nu este satisfacut, trebuie considerate toate modurile proprii care au masele modale efective mai mari ca 5% din masa totala a structurii.

Pentru situatii dificile (spre exemplu: cladiri cu o contributie semnificativa a modurile de torsiune sau includerea componentei verticale a acţiunii seismice în proiectare), numarul minim de moduri proprii trebuie sa fie cel putin egal cu $3\sqrt{n}$, n fiind numarul de niveluri deasupra fundatiei sau extremitatii superioare a bazei rigide, iar perioadele proprii de vibratie considerate trebuie sa depaseasca o valoare limita definita în functie de perioada de colt T_c. Acest criteriu trebuie aplicat daca nu a fost posibila satisfacerea unuia din cele doua criterii de mai sus referitoare la masele modale efective.

Alte marimi de raspuns (de exemplu: momentul de rasturnare la baza, deplasarea maxima la extremitatea superioara a cladirii) sunt mai putin sensibile ca forta tăietoare de baza la considerarea tuturor modurilor proprii semnificative. Marimile locale de raspuns (deplasari relative de nivel, eforturi din elemente) sunt mult mai sensibile la contributiile modurilor proprii semnificative. Considerarea unui numar suficient de moduri proprii permite determinarea cu acuratete a raspunsului dinamic maxim local.

C4.5.3.3.2 Raspunsul total maxim nu se poate determina prin suprapunerea directa a maximelor modale, datorita nesimultaneitatii acestor maxime.

Daca raspunsurile modale care au contributii semnificative în raspunsul total, pot fi considerate independente, efectul total maxim produs de actiunea seismică este estimat prin regula de combinare modala SRSS - radacina patrata din suma patratelor, cu relatia (4.12). Regula SRSS de compunere a maximelor modale este adecvata în cazul structurilor cu moduri proprii de vibratie clar separate.

Daca raspunsurile corespunzatoare modurilor proprii *j* şi *k* nu pot fi considerate independente, o regula mai precisa de combinare a raspunsurilor maxime modale este CQC - combinatia patratica completa:

$$E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^{N}\sum_{k=1}^{N}\rho_{jk}E_{Ej}E_{Ek}} \qquad \text{(C 4.1)}$$

unde

E_E efectul total maxim

E_{Ek} efectul maxim în modul propriu k de vibraţie

E_{Ej} efectul maxim în modul propriu j de vibraţie

ρ_{jk} coeficientul de corelatie dintre modurile proprii j şi k

N numarul modurilor proprii considerate

Coeficientii de corelatie modala se calculeaza cu urmatoarea relatie:

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k}(\xi_j + r\xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2} \qquad \text{(C 4.2)}$$

unde $r = \frac{T_k}{T_j}$ este raportul perioadelor proprii, iar ξ_j şi ξ_k sunt fractiuni din amortizarea critica asociate modurilor proprii *j* şi *k*. Daca pentru modurile proprii se considera aceeasi valoare pentru fractiunea din amortizarea critica $\xi = \xi_j = \xi_k$, relatia de mai sus devine:

$$\rho_{jk} = \frac{8\xi^2 r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2} \qquad \text{(C 4.3)}$$

Daca doua moduri proprii de vibratie cu aceeasi amortizare, au perioadele proprii foarte apropiate (raportul *r* este apropiat de 1) şi coeficientul de corelatie modala are o valoare apropiata de 1. În Figura C 4.9 sunt reprezentate valorile coeficientului de corelatie în functie de raportul perioadelor proprii *r*, pentru diferite fractiunii din amortizarea critica vascoasa modala $\xi = 0{,}02$, 0,05 şi 0,10.

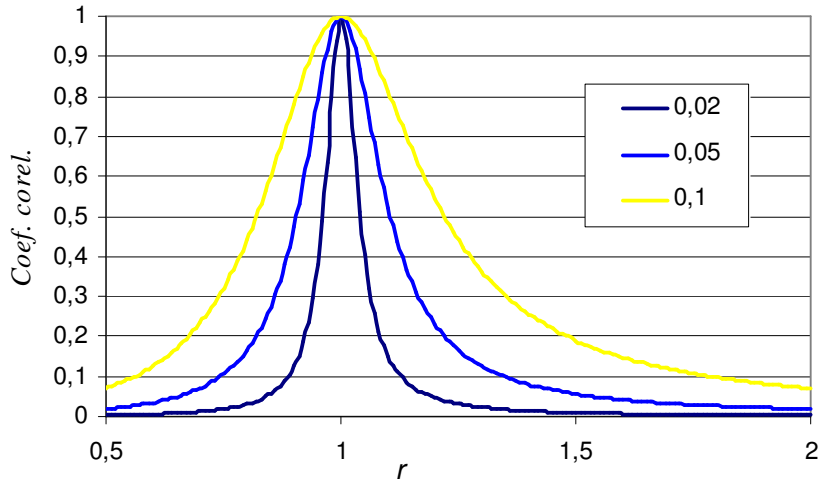


Figura C 4.9.

Pentru valori ale raportului *r* egale cu 0,9 şi respectiv 1/0,9 =1,11 şi o fractiune din amortizarea critica 0,05 (5%), corelatia modala devine semnificativa cu un coeficient de corelatie 0,47, iar modurile proprii nu mai pot fi considerate independente.

Comparatiile dintre rezultate obtinute cu metoda dinamica liniara şi metoda modala cu spectru de raspuns evidentiaza acuratetea compunerii CQC pentru cazuri în care precizia rezultatelor obtinute prin compunere SRSS este afectata (subestimata) de corelatiile modale şi de termenii comuni corespunzatori. CQC este denumita combinatia patratica completa deoarece include, atat termeni patratici modali individuali, cat şi termeni modali comuni. Termenii modali comuni pot fi pozitivi sau negativi, în functie de semnele efectelor modale corespunzatoare.

De altfel, compunerea modala SRSS este un caz particular al compunerii patratice complete CQC, pentru $\rho_{jk} = 0$ daca $j \neq k$ şi evident $\rho_{jk} = 1$ daca $j = k$.

Regulile de compunere a maximelor modale SRSS şi CQC au fost dezvoltate pe baza teoriei vibratiilor aleatoare. Estimatiile raspunsului maxim total sunt mai precise pentru miscari seismice caracterizate de o compozitie spectrala cu banda lata de frecvente şi o durata efectiva asociata fazei puternice sensibil mai mare ca perioada fundamentala de vibratie a structurii. Pentru miscari seismice impulsive, cu durate efective scurte, precizia rezultatelor este mai redusă. Regulile SRSS şi CQC sunt adecvate pentru estimarea raspunsului total maxim daca actiunea seismică pentru proiectare este reprezentata printr-un spectru neted de raspuns, obtinut prin medierea statistica a spectrelor de raspuns corespunzatoare unui set de accelerograme seismice.

Fiecare raspuns total maxim total trebuie estimat numai prin compunerea maximelor modale ale aceluiasi tip de marime de raspuns, determinarea indirecta prin utilizarea altor marimi diferite de raspuns maxim modal fiind incorectă.

C4.5.3.5 Metoda fortelor laterale şi calculul modal conduc sistematic la rezultate neconservative, când capacităţile de rezistenta ale etajelor au o distributie neregulata pe inaltime, aparand o concentrare a cerintelor de ductilitate la anumite etaje ale cladirii. În zonele cu iregularităţi unde se localizează comportarea inelastica, se pot produce ruperi ale elementelor structurale şi pot apare eforturi suplimentare care nu au fost anticipate în proiectarea detaliata a structurii. Raspunsul seismic al structurii este foarte sensibil la comportarea inelastica din zonele "critice", precum şi la detalierea acestor zone.

În structurile regulate, cerintele de deformare inelastica tind sa se distribuie în intreaga structura, obtinindu-se o "dispersie" a disiparii de energie şi degradarilor posibile.

Calculul static neliniar incremental considera, cu acurateţe, distributii neregulate de capacitati de rezistenta. Procedeul are o serie de limitari şi nu poate fi aplicat, spre exemplu, structurilor de cladiri inalte (flexibile) cu perioade fundamentale de vibratie foarte lungi.

În calculul raspunsului dinamic inelastic prin integrarea directa a ecuaţiilor diferentiale cuplate care descriu miscarea seismică a structurii, capacităţile de rezistenta ale diferitelor componente structurale sunt tratate adecvat.

Rezultatele obtinute prin calcul dinamic inelastic sunt apropiate de realitate, daca vibraţiile structurale au amplitudini suficient de mari pentru a produce curgeri semnificative în timpul unui cutremur puternic. în plus, aceste rezultate sunt fiabile daca au fost obtinute pe baza prelucrarii statistice a raspunsurilor inelastice obtinute pentru un set de accelerograme seismice ale terenului inregistrate /simulate, selectate şi calibrate corespunzator.

Acurateţea rezultatelor unui calcul dinamic inelastic este sensibila la:

- numarul de accelerograme seismice compatibile cu amplasamentul clădirii analizate;
- limitele practice de modelarea efectelor de interactiune intre elementele cu comportare inelastica;
- algoritmul de calcul neliniar;
- legea constitutiva care descrie comportarea histeretica a componentelor structurale

C4.5.3.6 Datorită naturii multidirectionale a miscarii terenului, componentele orizontale şi componenta verticala (când este considerată) ale acţiunii seismice sunt aplicate asupra unei structuri.

Simultaneitatea celor doua componente pe directii ortogonale în plan orizontal sau a celor 3 componente de translatie pe directii ortogonale ale miscarii terenului poate fi considerata numai în calculul raspunsului seismic spatial (liniar/neliniar) prin integrare directa a ecuaţiilor diferentiale de miscare pe directiile gradelor de libertate dinamica ale unui model structural tridimensional.

Deoarece valorile maxime ale efectelor produse de componentele acţiunii seismice nu sunt simultane, pentru estimarea efectului maxim *E* produs prin aplicarea simultana a celor trei componente ale acţiunii seismice, se utilizeaza reguli de combinare fundamentate probabilistic. Regula de referinta pentru compunerea "spatiala" a efectelor maxime E_x, E_y, E_z produse prin aplicarea separata a fiecareia din componentele acţiunii seismice este radacina patrata din suma patratelor (SRSS) :

$$E = \sqrt{E_x{}^2 + E_y{}^2 + E_z{}^2} \qquad \text{(C 4.4)}$$

Daca fiecare din efectele E_x, E_y şi E_z sunt calculate prin compunerea CQC a contribuţiilor modale maxime şi componentele acţiunii seismice pe directiile *X, Y, Z* sunt statistic independente, atunci E reprezintă o estimatie a efectului maxim produs prin aplicarea simultana a celor trei componente ale acţiunii seismice, independenta de orientarea axelor orizontale *X şi Y.*

SRSS este regula de referinta pentru combinatia spatiala de efecte, nu numai în conditiile aplicarii metodei modale cu spectre de raspuns şi compunerii CQC unidirectionale pentru contributiile modale maxime, dar şi în calculul static liniar cu forţe seismice echivalente sau în calculul static neliniar incremental ("pushover").

Codul accepta ca regula de compunere alternativa, combinatia liniara procentuala:

$$\begin{aligned} &E_{Edx} \text{"+"} 0{,}30\, E_{Edy} \text{"+"} 0{,}30\, E_{Edz} \\ &0{,}30\, E_{Edx} \text{"+"} 0{,}30\, E_{Edy} \text{"+"} E_{Edz} \\ &0{,}30\, E_{Edx} \text{"+"} E_{Edy} \text{"+"} 0{,}30\, E_{Edz} \end{aligned} \qquad \text{(C 4.5)}$$

Cand cei trei termeni au acelasi semn, valoarea 0.275 corespunde celei mai bune aproximatii liniare în medie a combinatiei SRSS. Rotunjirea acestei valori la 0,3 conduce la valori subestimate sau supraestimate cu cel mult 10%.

La structurile regulate în plan, cu sisteme rezistente la forţe laterale, independente pe doua directii orizontale principale, componenta acţiunii seismice aplicata pe o directie nu produce efecte semnificative în sistemul rezistent situat pe directia ortogonala. Din acest motiv, pentru cladirile regulate în plan, cu sisteme independente alcatuite din pereti structurali sau din contravantuiri verticale, nu este necesară combinaţia spatială a efectelor produse de cele doua componente orizontale ale acţiunii seismice.

C4.5.3.6.2 Codul P100-1considera componenta verticala a acţiunii seismice numai când efectele sale sunt semnificative. Conditiile şi modelul de calcul sunt asemanatoare cu cele specificate de norma europeana ENV 1–Eurocode 8.

În general, componenta verticală a acţiunii seismice se poate neglija, cu anumite exceptii, deoarece:

- efectele sale pot fi acoperite prin proiectare la incarcari permanente şi utile ;
- perioadele proprii de vibratie de translatie pe directia verticala ale ansamblului structural sunt foarte scurte, fiind determinate de rigiditati axiale mari ale elementelor structurale verticale, iar amplificarile spectrale de raspuns verticale corespunzatoare acestor perioade sunt.

Spre exemplu, în SR EN 1998-1, componenta verticală este considerata în calcul, când urmatoarele conditii sunt satisfacute:

(1) valoarea de varf a acceleratiei verticale depaseste 0,25g

(2) cladirea şi componentele structurale se inscriu în urmatoarele categorii:

(a) clădirea are bază izolată seismic

(b) elemente orizontale sau aproape orizontale cu deschideri de cel putin 20 m console cu lungimi mai mari ca 5m; elemente alcatuite din beton precomprimat; elemente orizontale care suporta unul sau mai multi stalpi în puncte de rezemare indirectă.

În cazurile detaliate de conditia (2b), raspunsul dinamic la componenta verticala are un caracter local, implicând un model partial care descrie aspectele importante ale raspunsului seismic pe directie verticala. Modelul partial include elementele orizontale pentru care se considera actiunea componentei verticale, dar şi elemente sau substructuri care constituie reazeme pentru aceste elemente, elementele adiacente (din deschideri adiacente) putind fi considerate prin rigiditatile lor.

C4.6 Verificarea siguranţei

C 4.6.2 Starea limită ultimă

C4.6.2 Concepţia modernă a proiectării seismice are în vedere un răspuns seismic neliniar al structurii. Acesta este definit de „echilibrul" dintre cele două proprietăţi esenţiale ale structurii, rezistenţa şi ductilitatea, reprezentată schematic în Figura C 4.10

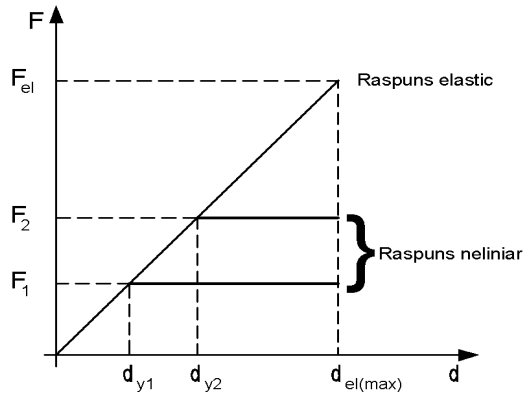


Figura C 4.10.

Această reprezentare admite ipoteza că cerinţa de deplasare în răspunsul seismic elastic mărgineşte superior cerinţa de deplasare în răspunsul neliniar. Această ipoteză, enunţată de Newmark şi Hall pentru domeniul structurilor cu perioada de vibraţie mai mare decât perioada predominantă a spectrului de răspuns în acceleraţii, este

confirmată de numeroase studii şi a fundamentat aşa numita "regulă a deplasării egale" Odată fixată capacitatea de deformare în domeniul neliniar (ductilitatea caracterizată de raportul d_u / d_y), rezultă rezistenţa laterală necesară.

Codurile de proiectare moderne se bazează pe urmatoarea filozofie:

- alcătuirea elementelor (de exemplu, mărimea secţiunii de beton raportată la forţa axială şi forţa tăietoare, armarea longitudinală şi transversală în cazul elementelor de beton armat) asigură implicit o anumită ductilitate pentru sistemul structural.
- forţele seismice de proiectare se stabilesc pe baza unui coeficient de reducere *q*, corelat cu ductilitatea potenţială a structurii. În felul acesta valorile eforturilor secţionale de proiectare (cerinţa de rezistenţă) sunt fixate. Condiţia de rezistenţă a structurii implică atunci verificarea relaţiei (4.23) exprimată în termeni de rezistenţă (încovoiere cu forţă axială, forţă tăietoare) pentru toate elementele structurii. Rezistenţa secţiunilor corespunde, atunci când se efectuează proiectarea la starea limită de rezistenţă, stadiului ultim de solicitare a secţiunilor. De exemplu, pentru solicitarea de încovoiere cu forţa axială pentru elemente de beton armat stadiul ultim este cel corespunzător atingerii deformaţiei ultime în betonul comprimat sau în armătura cea mai întinsă, distribuţia eforturilor în beton şi armături deducându-se în consecinţă.
- In cazurile in care este necesar un control mai sigur al proprietatilor de ductilitate de ductilitate acestea se verifica explicit prin calcul.

C4.6.2.2 (2)…(5) Relaţia (4.22) exprimă condiţia de limitare a efectelor de ordinul 2 prin limitarea raportului dintre valorile aproximative ale sporului de moment în stâlpi, datorată acestui efect, determinat pe baza echilibrului în poziţia deformată a structurii şi, respectiv, a momentului de etaj (Figura C 4.11).

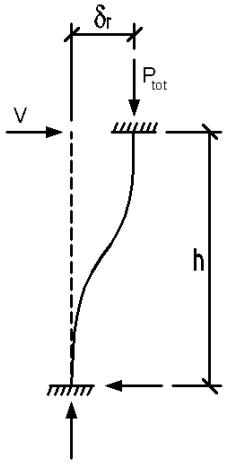


Figura C 4.11.

Expresia (4.22) şi întreaga procedură de evaluare a efectelor de ordinul 2 preluată din codurile americane au fost fundamentate prin studii speciale având acest obiectiv.

Metodologia este similară cu cea prevăzută în vechiul standard STAS 10107/0-90 pentru stâlpii flexibili de beton armat, cu excepţia faptului că parametrul este diferit. Astfel, în locul amplificatorului $1/(1-\theta)$, în standardul românesc înlocuit de SR EN

1992-1-1 de la 1.01.2011 amplificatorul era $\eta = 1/(1 - N/N_{cr})$, stabilit prin aşa numita formulă a lui Perry. N_{cr} este forta de fambaj Euler.

C4.6.2.2 (6) Procedura prezentată mai sus corespunde fazei de proiectare a structurilor. Metodele de calcul neliniar se aplică unor structuri cu alcătuire cunoscută, de exemplu, unor structuri proiectate cu metodologia indicată la (1).

La aceste structuri se cunoaşte deci rezistenţa elementelor şi a ansamblului, ceea ce permite ca verificarea siguranţei exprimată de condiţia (4.21) să se facă în termeni de deformaţie.

De exemplu, în cazul aplicării calculului neliniar aceasta înseamnă verificarea deformaţiilor elementelor (rotiri plastice, deplasări relative de nivel), cu cerinţele corespunzătoare stării limită considerate.

În cazul ruperilor de tip fragil, cum este cea prin forţă tăietoare, verificarea nu se poate face decât în termeni de forţă. Valorile de proiectare ale forţelor se deduc din echilibrul la limită pe mecanismul potenţial de disipare de energie. De exemplu, valorile forţelor tăietoare de proiectare din grinzi corespund dezvoltării articulaţiilor plastice la extremităţi sub momentele capabile.

C4.6.2.3 În această secţiune se prezintă condiţiile generale pe care trebuie să le îndeplinească un mecanism de disipare de energie favorabil. Astfel, mecanismul plastic cinematic trebuie să aibă articulaţiile plastice distribuite în întreaga structură pentru ca cerinţele de rotire plastice sa fie minime. Pentru o structură etajată de clădire, acest mecanism presupune formarea articulaţiilor plastice la extremităţile grinzilor şi la baza stâlpilor.

Un mecanism de etaj, cu deformaţiile plastice concentrate în stâlpii unui singur nivel este cu totul indezirabil. Deplasarile structurale sunt foarte mari în acest caz şi pot pune în pericol stabilitatea construcţiei. Pe de altă parte, zonele cu deformaţii plastice trebuie astfel alcătuite încât să posede o ductilitate foarte înaltă.

Pentru ca mecanismul dorit de disipare de energie să poată fi realizat este esenţial ca legăturile între elementele structurale (de exemplu, nodurile structurilor în cadre) şi planşee să rămână solicitate în domeniul elastic de comportare. În caz contrar, deformaţiile structurii pot creşte excesiv şi necontrolat. De exemplu, deformaţii neliniare relativ mici ale nodurilor pot duce la dublarea deplasărilor laterale. Din punct de vedere practic, impunerea mecanismului de disipare a energiei seismice se realizează prin proiectarea adecvată a rezistenţei elementelor - metoda ierarhizării capacităţii de rezistenţă. Potrivit acestei metode, elementelor cărora se doreşte să li se impună o comportare elastică li se asigură prin dimensionare o rezistenţă suficient sporită faţă de cea rezultată strict din echilibrul mecanismului structural sub sistemul forţelor de proiectare.

C4.6.2.5 Concepţia de proiectare seismică curentă are în vedere dezvoltarea deformaţiilor plastice în suprastructură, cu menţinerea infrastructurii şi fundaţiilor, adică a bazei construcţiilor, în domeniul elastic de comportare.

Realizarea în practică a acestui concept se face, aşa cum s-a aratat în secţiunea precedentă, prin evaluarea la nivelul maxim probabil a eforturilor aplicate efectiv de suprastructură elementelor infrastructurii şi fundaţiilor, inclusiv cu considerarea unor efecte de suprarezistenţă. În cazul unei structuri etajate de beton armat, aceasta ar implica, de exemplu, considerarea secţiunii efective de armătură longitudinală în stâlpi şi pereţi, mai mare, în majoritatea cazurilor, decât cea strict necesară rezultată din

calcul, si considerand, cu caracter acoperitor, si posibilitatea, foarte probabila, ca in armaturile din zonele plastice sa se dezvolte eforturi unitare decat limiae de curgere a minimă specificată. Expresia (4.23) rezultă dintr-o asemenea abordare. Altfel spus, încărcările aplicate de suprastructură bazei sale corespund mecanismului structural de disipare de energie. Valoarea $\gamma_{Rd}\Omega$ = 1,5, din cazul infrastructurilor şi a unor sisteme de fundare comune elementelor verticale, ia în considerare anumite componente ale mecanismului de rezistenţă ignorate în modelul de calcul, cum ar fi, de exemplu, mobilizarea rigidităţii la torsiune a cutiei infrastructurii sau contribuţia împingerii pasive şi a frecării pe pereţii perimetrali ai subsolurilor.

Alte aspecte ale proiectării fundaţiilor se discută la 5.8.

C4.6.2.6 Starea limită ultimă se raportează la un stadiu de solicitare al construcţiei care prezintă o marjă de siguranţă suficientă faţă de stadiul în care vieţile oamenilor pot fi puse în pericol. Obiectivele explicite prezentate la (1) exprimă această concepţie.

În versiunile mai vechi ale codurilor de proiectare se prevedeau verificări ale deplasărilor laterale numai pentru starea limită de serviciu.

Aşa cum este astăzi larg recunoscut, parametrul cel mai semnificativ pentru calitatea răspunsului seismic este deplasarea laterală. Din acest motiv, pe lângă verificările de rezistenţă şi măsurile de alcătuire pentru asigurarea ductilităţii elementelor structurale, P100-1a introdus şi obligativitatea verificării deplasărilor la SLU. Este de observat că în cazul aplicării metodelor de calcul neliniar, verificările se fac numai în termeni de deplasare. Din raţiuni de simplificare a proiectării, în situaţiile în care cerinţele de deplasare impuse de cutremur sunt suficient de mici şi ele se încadrează cu uşurinţă în limitele admise, se poate renunţa la verificarea explicită a deplasărilor. De exemplu, în cazul cutremurelor din Banat, caracterizate de perioade predominante scurte, pentru clădiri relativ flexibile, de tipul cadrelor etajate, cerinţele de deplasari calculate cu:

$$S_d = (T/2\pi)^2 S_a \qquad \text{(C 4.6)}$$

se încadrează, de regulă, în limitele admise datorită coeficientul de amplificare mic, corespunzător domeniului specific din spectrul de răspuns pe amplasament.

C4.6.2.7(4) Noua ediţie a Codului de proiectare seismică prevede pentru lăţimea necesară a rostului seismic o valoare mai mică decât în ediţia precedentă.

Această modificare este justificată pentru că probabilitatea ca cele două clădiri vecine să înregistreze deplasările maxime, în sensuri diferite, în acelaşi moment de timp, este extrem de mică. Relaţia (4.25) este similară ca structură cu relaţiile pentru stabilirea efectelor maxime ale acţiunii în răspunsul modal cu aşa numita regulă (statistică) a rădăcinii pătrate din suma pătratelor răspunsurilor modale maxime.

C4.6.3.2(1) Starea limită de serviciu are în vedere satisfacerea exigenţei de limitare a degradarilor. SLS prevede, din acest motiv, numai verificări ale deplasărilor relative de nivel asociate acţiunii unor cutremure mai frecvente decât cele considerate pentru verificările SLU.

Până când vor fi disponibile harta de hazard seismic şi cea a unor spectre de răspuns asociate cutremurului asociat SLS, cerinţele de deplasare se stabilesc aproximativ ca o fracţiune din deplasarea laterală calculată la SLU pentru cutremurul de proiectare.

În noua ediţie s-a introdus o condiţie distinctă pentru verificarea rigidităţilor laterale la construcţiile cu componente nestructurale ancorate de structură, dar care nu stânjenesc deformaţiile elemenelor structurale.

În comentariile la Anexa E se discută alte aspecte de concepţie şi de detaliu referitoare la verificările structurilor la deplasările laterale.

C4.7 Sinteza metodelor de proiectare

C4.7 Sinteza pune în evidenţă elementele esenţiale ale proiectării seismice bazate pe calculul structural elastic, respectiv neliniar. În timp ce în primul caz,metoda curenta de proiectare, impunerea mecanismului de plastificare urmărit se realizează prin ierarhizarea rezistenţelor elementelor, în cel de-al doilea caz, metoda „avansata" de proiectare, cerinţele şi capacităţile se determină direct, pe baza răspunsului seismic neliniar calculat, care se apropie cel mai mult de cel efectiv.

Bibliografie:

SR EN 1998-1:2004 Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur, Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri

ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC 40, Redwood City, CA.

CEN (2004). EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance / Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Bruxelles, 250 pp.

Fajfar, P. and Fischinger, M. (1989). *N2 – A method for non-linear seismic analysis of RC buildings*, Proc. of the 9th WCEE, Tokyo, vol. V, p. 111-116.

Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthq. Spectra, 16(8).

Ministerul Lucrărilor Publice (2006), CR 2 – 1 – 1.1: Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat, Bucureşti.

Ministerul Lucrărilor Publice (1992), P100/92: Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe, agrozootehnice şi industriale, INCERC Bucureşti, Buletinul Construcţiilor, no. 1-2, 1992, 151 p.

Newmark, N. M. şi Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, USA.

Anagnostoupoulos, S.A, Chapter 8. Buildings, în *Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures. A Handbook*, Editors Beskos D., Anagnostoupoulos, S.A, Computational Mechanics Publications, Southampton, 1997

Anastassiadis, K., Avramidis I.E., Athanatopoulou, A. Critical Comments on Eurocode 8 Sections 3 and 4, Draft no.1/2000, *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London , 2002, Paper No.095

Anastassiadis, K., Avramidis I.E., Athanatopoulou, A. Critical Comments on Eurocode 8 Parts 1-1 and 1-2, *11th European Conference on Earthquake Engineering*, Paris , 1998, Balkema Rotterdam, Paper No.095

Chopra A. K., *Dynamics of Structures*, Prentice Hall, 2001

Clough, R.W, Penzien,J.,*Dynamics of Structures*, McGraw-Hill,Second Edition, 1993

Cosenza, E., Manfredi, G., Realfonzo, R., Torsional effects and regularity conditions în RC buildings, *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland , New Zeeland, 2000, Paper No. 2551

Der Kiureghian, A., A Response Spectrum Method for Random Vibration Analysis of MDOF Systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,Vol.9,419-435, John Willey and Sons,1981

Dubină D., Lungu D. coordonatori, *Construcţii amplasate în zone cu mişcări seismice puternice*, Editura Orizonturi Universitare, Timişoara, 2003

Fardis, M.N, Chapter 9. Reinforced concrete structures, în *Computer Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures.A Handbook,* Editors Beskos D.E, Anagnostoupoulos, S.A , Computational Mechanics Publications, Southampton,1997

Fardis M.N, Current developments and future prospects of the European Code for seismic design and rehabilitation of Buildings: Eurocode 8, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver , Canada, August 1-6, 2004, Paper No. 2025

Fardis M.N, Code Deveopments în Earthquake Engineering, *12th European Conference on Earthquake Engineering,* London , 2002, Paper No.845

Ifrim M., Dinamica structurilor şi inginerie seismică, EDP, Bucureşti, 1984

Mazzolani F. M., Piluso V., Theory and Design of Seismic Resistant Steel Frames, E&FN Spon, 1996

Paulay, T, Priestley, M.J.N, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Willley& Sons, 1992

Penelis G.E, Kappos, A.J., *Earthquake Resistant Concrete Structures*, E&FN Spoon, London, 1997

Saatcioglu, M., Humar, J., Dynamic Analysis of Buildings for Earthquake Resistant-design, *Canadian Journal of Civ. Engn*, Vol.30, 338-359, 2003

Wilson E.L., *Three–Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures*, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA, 2002

Wilson E.L., Der Kiureghian A., Bayo, E.P., A Replacement for the SRSS Method în Seismic Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics,Vol.9,187-194, John Willey and Sons,1981

Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe social-culturale, agrozootehnice şi industriale P100-92, Buletinul Construcţiilor, vol.2, 1992

Regulations for Seimic Design – A World List, Suplement 2000, Editor Katayama, T. International Association for Earthquake Engineering , 2000

2001 California Building Code, California Code of Regulation, Volume 2, based on 1997 Uniform Building Code , ICBO, 2002

ASCE 4-98, Seismic Analysis of Safety Related Nuclear Structures and Commentary, ASCE, 2000

ASCE 7-98, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures,ASCE, 2000

Draft Regulatory Guide DG-1127 , Combining Modal Responses and Spatial Components în Seismic Response Analysis, US- NUREG Commision, February 2005

NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, (FEMA 450), Part 1 Provisions, 2003 Edition, Buiding Seismic Safety Council

NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures, (FEMA 450) , Part 2 Commentary, 2003 Edition, Buiding Seismic Safety Council

Paulay, T. şi Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons Inc., New York, 744 p.

Postelnicu, T. şi Zamfirescu, D., (1998), *Methodology for the calibration of the seismic forces*, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.

Postelnicu, T. şi Zamfirescu, D. (2001). *Towards displacement-based methods in Romanian seismic design code*. Earthquake Hazard and Countermeasures for Existing Fragile Buildings, Eds. D. Lungu & T.Saito, Bucureşti, pp. 169-142.

C 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE BETON

C 5.1. Generalităţi

C5.1.2 Definiţiile de la acestă secţiune au fost preluate practic nemodificate din SR EN 1998-1. Majoritatea lor corespund semnificaţiilor termenilor utilizaţi în prezent şi în ţara noastră.

Sunt necesare câteva precizări:

(a) S-a preferat denumirea mai convenţională de zonă „critică", în locul denumirii de zonă „disipativă", pentru motivul că în aplicarea metodei de proiectare a ierarhizării capacităţii de rezistenţă a elementelor structurale există posibilitatea ca în aceaste zone să nu se formeze articulaţii plastice, sau ca incursiunile la atacul cutremurului de proiectare în domeniul postelastic de deformare să fie limitate. De exemplu, extremităţile stâlpilor la structurile în cadre proiectate pentru clasa DCH. În acest fel se evidenţiază faptul că aceste zone sunt cele mai solicitate.

(b) Proporţia referitoare la contribuţia pereţilor structurali, respectiv a cadrelor, în rezistenţa ansamblului structural, se exprimă prin fracţiunea din forţa tăietoare de bază in combinatia seismica de incarcari, preluată de cele două subsisteme structurale.

(c) Structurile flexibile la torsiune prezintă un răspuns seismic nefavorabil şi, din acest motiv, li se atribuie prevederi de proiectare speciale. Astfel de structuri sunt, de exemplu, sistemele cu elemente rigide concentrate într-o zonă cu dimensiuni relativ reduse, situată spre mijlocul clădirii, şi cu elemente mult mai flexibile în restul construcţiei. Aceste sisteme prezintă, de regulă, rotiri de torsiune foarte importante, cu amplificări periculoase ale deplasărilor elementelor dispuse periferic. Calculul modal al structurii evidenţiază în asemenea cazuri moduri de bază (primele moduri) preponderent de torsiune sau care cuplează vibraţiile de translaţie cu vibraţii de torsiune, cu ponderi apropiate, făcând dificil controlul comportării structurii. Asemenea moduri de comportare sunt, în principiu, nerecomandate. În acest scop, pentru echilibrarea structurii din punct de vedere al rigidităţii se recomandă plasarea unor pereţi pe contur, dispuşi în poziţie avantajoasă, sau mărirea rigidităţii cadrelor perimetrale, cel mai eficient prin sporirea dimensiunilor (înălţimii) grinzilor. Eficienţa acestor intervenţii se poate verifica printr-un efect de decuplare a vibraţiilor de translaţie de cele de răsucire de ansamblu.

În Figura C 5.1se prezintă, de exemplu, o structură cu moduri cuplate, sensibilă la răsucire (a), şi aceeaşi structură îmbunătăţită prin sporirea rigităţii elementelor de pe contur (b).

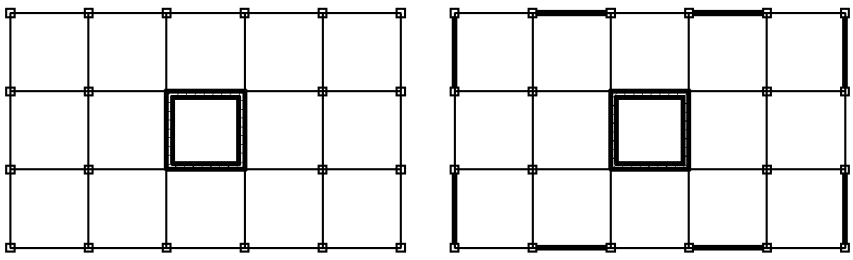


Figura C 5.1.

În caz că măsurile de echilibrare ale rigidăţii sistemului nu sunt posibile, răspunsul seismic este mai greu controlabil. În asemenea cazuri este necesară sporirea gradului de asigurare prin sporirea forţelor seismice de proiectare.

(d) Sistemele de tip pendul inversat reprezintă structuri lipsite de redundanţă, respectiv de rezerve structurale. În structuri ingineresti, cum sunt castelele de apă, turnurile de televiziune, coşurile de fum, disiparea de energie are loc, de regulă, numai în zona de la baza trunchiului, singurul element al structurii. Şi în aceste situaţii este necesară sporirea siguranţei prin mărirea forţelor de calcul, de această dată pentru compensarea lipsei de redundanţă.

În cazul halelor parter, dacă planşeul de acoperiş realizează rolul de diafragmă orizontală legând capetele stâlpilor, situaţia structurii în ansamblu este mai bună decât în cazul unei structuri realizate din elemente neconectate, lucrând individual. Dacă legăturile acoperişului de stâlpi sunt articulate, stâlpii lucrează pe o schemă de consolă. Cu toată lipsa aparentă de redundanţă, sistemul în ansamblu poate evidenţia o anumită suprarezistenţă, stâlpii intrând succesiv (nu simultan) în domeniul plastic de deformare, ca urmare a variabilităţii rezistenţelor materialelor. Dacă stâlpii au încărcări axiale relativ mici, atunci ei posedă o ductilitate substanţială, similară cu cea a elementelor încovoiate dublu armate. Pe această bază, structurile halelor care respectă condiţiile notei de la sfârşitul secţiunii nu sunt penalizate prin sporirea forţelor seismice de calcul (vezi 5.2.2.2) şi nu se încadrează în sistemul de tip pendul inversat.

De asemenea, nu se încadrează în această categorie cadrele cu un singur nivel, cu rigle legate de stâlpi prin noduri rigide, indiferent de mărimea eforturilor unitare de compresiune din stâlpi.

C 5.2. Principii de proiectare

C5.2 (1)-(3) Răspunsul seismic al unei structuri este dependent de relaţia dintre doi factori majori: rezistenţa şi ductilitatea. Cu cât structura este mai puternică, cu atât cerinţa de ductilitate este mai mică, şi invers. De asemenea, dacă structura este înzestrată cu o ductilitate substanţială, care este mobilizată la acţiunea cutremurului, aceasta poate fi mai puţin rezistentă decât o construcţie cu o ductilitate capabilă mai mică. Acest "echilibru" între rezistenţă şi ductilitate (exprimată prin raportul între deplasarea ultimă şi cea de la iniţierea curgerii) este reprezentat schematic în Figura C 5.2, unde comportarea structurilor se aproximează prin relaţii ideal elasto-plastice.

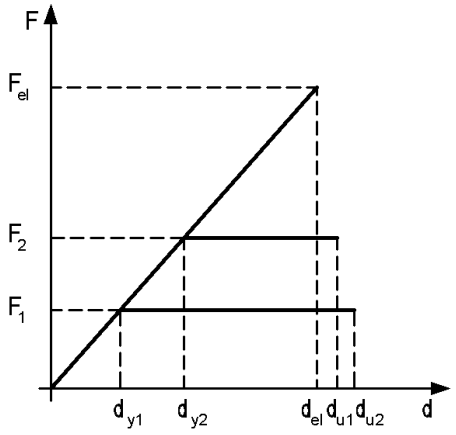


Figura C 5.2.

Relaţia între rezistenţă şi ductilitate are corespondent în alcătuirea secţiunilor elementelor structurale. La structuri de beton armat, rezistenţa la încovoiere, cu sau fără forţă axială, este dependentă de armăturile longitudinale, în timp ce ductilitatea depinde în special de armarea transversală în zonele critice (disipative).

Proiectantul, în principiu, poate opta pentru soluţii diferite, alegând capacităţi de rezistenţă mai mari şi ductilităţi capabile mai mici, sau invers. În contextul aplicării codului de proiectare, apare necesitatea optării între proiectarea în condiţiile clasei de ductilitate înaltă, DCH, sau medii, DCM. Pentru construcţiile curente, codurile de proiectare au în vedere un răspuns seismic în care să nu se impună structurilor deplasări mai mari decât cele corespunzătoare unor factori de ductilitate de 4 - 5, pentru a evita degradările structurale şi deformaţiile remanente prea mari. Până la această limită comportarea ductilă este preferabilă unui răspuns mai puţin ductil, mai ales în zonele seismice cu valori a_g mari. Un asemenea răpuns se obţine proiectând clădirea pentru clasa DCH.

În zonele cu seismicitate slabă, sau la construcţii cu capacitate de rezistenţă mare, ca urmare a dimensiunilor impuse pe alte criterii decât cele structurale, este de aşteptat ca o ductilitate mare să nu fie mobilizată integral şi, din acest motiv, la aceste construcţii măsurile de ductilizare şi, inclusiv, clasa de ductilitate pot fi reduse. Proiectarea pentru clasa DCM corespunde acestor condiţii. În principiu, însă, proiectarea la DCM poate constitui o opţiune şi pentru regiunile seismice cu seismicitate mai înaltă.

Proiectarea la DCM este mai simplă şi poate conferi o comportare mai bună pentru cutremure moderate. DCH oferă o siguranţă superioară clasei DCM în ceea ce priveşte prăbuşirea la acţiuni seismice mai puternice decât cea de proiectare. Din acest motiv, proiectarea la DCH este întotdeauna de preferat în zone seismice cu seismicitate foarte înaltă.

C.5.2.1 (4) P100-1 admite proiectarea structurilor numai pe considerente de rezistenţă, dacă şi forţele de proiectare sunt suficient de mari pentru a se obţine un răspuns seismic practic elastic. În aceste condiţii nu trebuie să se prevadă măsuri de ductilizare (clasa de ductilitate joasă DCL). Factorul de comportare supraunitar, 1.5, ia în considerare suprarezistenţa structurii datorata in special diferenţei între valorile de proiectare şi cele efective ale rezistentelor de proiectare.

P100 recomandă alegerea DCL numai pentru regiunile cu seismicitate joasă pentru că structurile astfel proiectate pot să nu aibe o margine de siguranţă suficientă fata de cutremure mai puternice decât cel de proiectare.

C5.2.2.1 În această secţiune sunt identificate tipurile de structuri pentru clădiri. Definirea lor a fost facută la 5.1.

C5.2.2.2 (1)..(3) Forţa seismică de proiectare poate fi redusă în raport cu valoarea forţei în răspunsul seismic elastic datorită:

- dezvoltării unor deformaţii postelastice consistente (ductilitatea)
- rezervelor de rezistenţă pe care structura le capătă ca urmare a metologiei de proiectare (aşa numita suprarezistenţă a structurii).

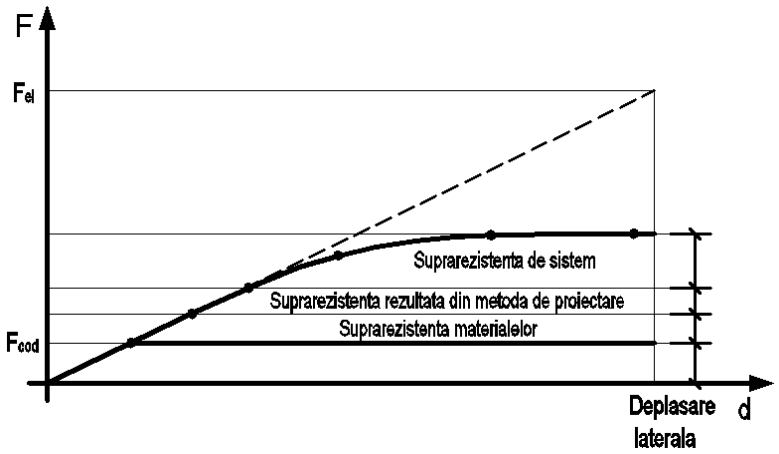


Figura C 5.3.

Suprarezistenţa are trei surse principale (Figura C 5.3):

(i) Suprarezistenţa rezultată din faptul că valorile efective ale rezistenţelor materialelor (după caz, beton, oţel, zidărie) sunt în realitate mai mari decât valorile de proiectare, care reprezintă valorile minime probabile.

(ii) Suprarezistenţa rezultată din modul concret în care se realizează proiectarea elementelor.

(iii) De exemplu, la o clădire etajată secţiunile stâlpilor şi pereţilor sunt menţinute, de cele mai multe ori, constante pe toată înălţimea clădirii deşi eforturile scad de la bază către vârful acesteia. De asemenea, dimensiunile minime constructive sau procentele minime de armare sunt de multe ori superioare dimensiunilor rezultate efectiv din calcul, iar la alcătuirea secţiunilor, în marea majoritate a cazurilor, rotunjirea secţiunilor necesare se face în plus.

(iv) Suprarezistenţa de sistem, rezultată din faptul că articulaţiile plastice nu se formează simultan ci pe masură ce forţele orizontale cresc, astfel încât curba forţă - deplasare a structurii nu prezintă un palier orizontal fiind ascendentă după apariţia primei plastificări. Aceasta este manifestarea redundanţei structurale.

Reprezentarea din Figura C 5.3 este una schematică pentru că influenţa celor 3 surse de suprarezistenţă se manifestă împreună la orice nivel de solicitare.

În normele româneşti, separarea factorului de reducere datorat ductilităţii de cel datorat suprarezistenţei apare pentru prima oară în P100-1, procedura fiind similară cu cea din Eurocod.

În tabelul 5.1 factorul de reducere apare sub forma produsului $q_\mu q_{sr}$ dintre cei doi factori parţiali, fără ca aceste notaţii să apară explicit.

Fracțiunea din factorul de comportare care ia în considerare ductilitatea potențială a structurii și efectele de supraezistentă identificate la (i) și (ii) ia valori între 5 și 1,5, în funcţie de ductilitatea potențială a sistemului și de clasa de ductilitate aleasă. Aceasta este separata de fractiunea α_u/α_1 care reprezintă raportul dintre forţa înregistrată de structură în momentul ultim şi forţa corespunzătoare iniţierii curgerii (altfel spus, formării primei articulaţii plastice). Factorul $\alpha_u/\alpha_1 \geq 1$ exprimă astfel, formal, numai suprarezistenţa de sistem, fiind cu atât mai mare cu cât este mai redundantă structura.

La clădirile din clasa DCL se presupune că suprarezistenţa materialelor şi a elementelor corespunde, asa cum s-a aratat, unui factor de comportare q = 1,5. De asemenea, se presupune că aceasta valoare este deja inclusă în valorile din tabelul 5.1 pentru clădirile din DCM şi DCH.

α_1 poate fi considerat ca factor multiplicativ pentru efectele acţiunii seismice din calculul elastic pentru acţiunea seismică de proiectare. Valoarea sa poate fi calculată ca valoarea cea mai mică a raportului $\frac{M_{Rd} - M_g}{M_E - M_g}$, unde M_{Rd} este valoarea de proiectare a momentului capabil la capătul elementului iar M_E şi M_g sunt momentele încovoietoare din acţiunea seism şi, respectiv, din acţiuni gravitaţionale incluse în combinaţia seismică de proiectare, pentru toate zonele critice. Valoarea lui α_u poate fi calculată ca raportul dintre forţa tăietoare de bază corespunzătoare formării mecanismului complet de plastificare, conformă unui calcul static neliniar, şi forţa tăietoare de bază cauzată de acţiunea seismică de proiectare (Figura C 5.2). Acțiunile gravitaţionale considerate că acţionează simultan cu acţiunea seismică trebuie menţinute constante în calculul static neliniar, în timp ce deplasările laterale cresc. Pentru consecvenţă, la calcularea lui α_1, în calculul static neliniar capacităţile de moment ale capetelor elementului trebuie să ia valorile de proiectare M_{Rd}. Dacă sunt folosite valorile medii ale momentelor capabile, cum se obişnuieşte în calculul static neliniar, aceleaşi valori vor fi folosite şi pentru calculul lui α_1.

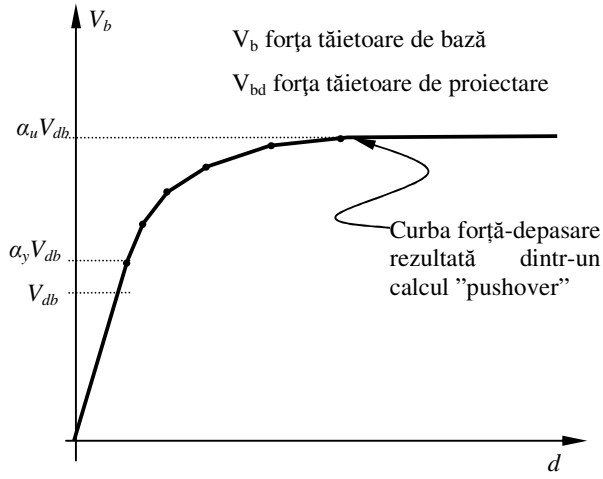


Figura C 5.4.

În faza iniţială a proiectării nu se cunoaşte alcătuirea (armarea) structurii astfel încât procedeul descris mai sus poate fi aplicat numai pentru verificări ale comportării structurale. În proiectarea curentă se folosesc valorile propuse în Cod, care sunt stabilite în funcţie de numărul nivelurilor şi deschiderilor construcţiei, cu alte cuvinte de gradul de nedeterminare statică (redundanţa) al construcţiei.

Tabelul 5.1 cu valorile maxime ale factorului de comportare q prezintă două noutăţi faţă de precedenta ediţie a codului.

(i) Valori distincte pentru clasa DCL

Valoarea q = 2 > 1,5, propusă pentru structurile parter cu $\nu_d \leq 0{,}25$, are în vedere ductilitatea „naturală", fără măsuri de confinare a elementelor de beton armat cu forţe de compresiune relativ mici.

(ii) Includerea în componenţa factorului k_w din componenţa factorului de comportare pentru structurile cu pereţi.

C.5.2.2.2(4)(5) O serie de construcţii relativ frecvente în prezent, cum sunt parcările supraetajate şi tribunele stadioanelor, pot include pereţi scurţi cu ductilitatea potenţială inferioară pereţilor lungi din construcţiile de tip obişnuit. Factorul subunitar k_w este identic cu cel prevăzut în SR EN1998-1, în care valorile acestuia depind de raportul între înălţimea şi lungimea pereţilor.

C.5.2.2.2 (6) Aşa cum s-a arătat la 4.4.3.3, penalizarea structurilor neregulate prin mărirea forţelor seismice de proiectare se face prin intermediul factorilor de reducere (vezi şi 5.2.2.2).

C5.3.2 Condiţiile generale de verificare a rezistenţei şi ductilităţii structurii au fost discutate la C4.6.2.2 şi C4.6.2.3. Comentariile făcute acolo sunt valabile şi se referă aici la structurile de beton armat.

C5.2.3.2(1) Realizarea de incursiuni în domeniul plastic fără reduceri semnificative ale capacităţii de rezistenţă, înseamnă bucle histeretice stabile care se pot realiza prin

(a) limitarea forţei axiale relative

(b) limitarea forţei tăietoare relative

(c) alcătuirea adecvată a armării

(vezi C5.3.4.1.2, C5.3.4.2.2, C5.3.4.3.2).

C.5.2.3.3.1(6) Răspunsul seismic neliniar al structurilor de beton armat depinde de „funcţionarea" articulaţiilor plastice. Din acest motiv, prevederile de calcul şi de alcătuire privesc aceste zone, urmărind să asigure o comportare histeretică stabilă pentru acestea. În restul zonelor elementelor structurale, de regulă nu se depăşeşte pragul elastic de deformare. În mod firesc pentru aceste zone, sunt suficiente regulile pentru elemente structurale „neseismice" din SR EN 1992-1-1:2004.

C5.2.3.3.3(1)..(4) Această secţiune include prevederile de aplicare a metodei ierarhizarii capacităţii de rezistenţă a elementelor structurale ("capacity design method"), prin care se impune structurii mecanismul dorit de disipare a energiei.

Aceste mecanisme prevăd în cazul structurilor în cadre formarea articulaţiilor plastice în grinzi, şi nu în stâlpi (aşa numitul mecanism stâlpi puternici - grinzi slabe). Condiţia (5.4) exprimă faptul că aceste momentele de proiectare în stâlpi trebuie să fie mai mari cu 30% pentru clasa H, respectiv cu 20% pentru clasa M, decât momentele de plastificare a grinzilor, pentru fiecare direcţie şi sens de acţiune ale cutremurului. Acest ecart este considerat suficient pentru a asigura mecanismul stâlpi puternici - grinzi slabe, chiar şi pentru un atac seismic în direcţie oblică.

Studii efectuate prin calculul dinamic neliniar demonstrează însă că, ocazional, la construcţii mai deosebite, coeficientul γ_{Rd} necesar poate ajunge la valori de cca 2-2,2.

O altă cauză pentru care relaţia (5.4) poate fi neasigurătoare pentru evitarea apariţiei articulaţiilor plastice în stâlpi este aceea că distribuţia momentelor încovoietoare în lungul stâlpului cadrelor etajate pe durata acţiunii seismice poate diferi substanţial de cea furnizată de calculul elastic la forţele statice echivalente. Răspunsul dinamic neliniar evidenţiază faptul că poziţia punctului de inflexiune se modifică permanent.

În [Paulay, 1986] se arată că la structuri respectând condiţia (5.4) pot apărea situaţii în care se formează articulaţii plastice sub grinzi, în timp ce secţiunile de deasupra

acestora sunt supuse la momente cu valori foarte reduse. De altfel, însuşi calculul elastic pune în evidenţă situaţii în care momentele pe stâlpi, deasupra şi dedesubtul grinzii, sunt de acelaşi semn atunci când grinzile sunt relativ flexibile în raport cu stâlpii. În aceste cazuri condiţia (5.4) ar trebui înlocuită, în principiu, cu o relaţie de forma:

$$M_{Rc}^{\sup} - M_{coresp}^{\inf} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb}$$

sau (C 5.1)

$$M_{Rc}^{\inf} - M_{coresp}^{\sup} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{Rb}$$

după cum momentul în stâlp deasupra nodului, furnizat de calculul elastic, este mai mare sau mai mic decât cel din secţiunea de sub grindă. Cu $M_{coresp}^{\inf}$ şi $M_{coresp}^{\sup}$ s-au notat momentele care intervin în stâlp în secţiunile de sub nod şi de deasupra nodului, în situaţia în care stâlpul s-ar plastifica deasupra nodului, respectiv dedesubtul nodului. O valoare aproximativă a acestor momente se obţine amplificând valorile rezultate din calculul static la încărcări seismice de proiectare cu raportul între suma momentelor capabile în grinzile adiacente nodului şi suma momentelor în grinzi rezultate din calculul static la încărcări de proiectare.

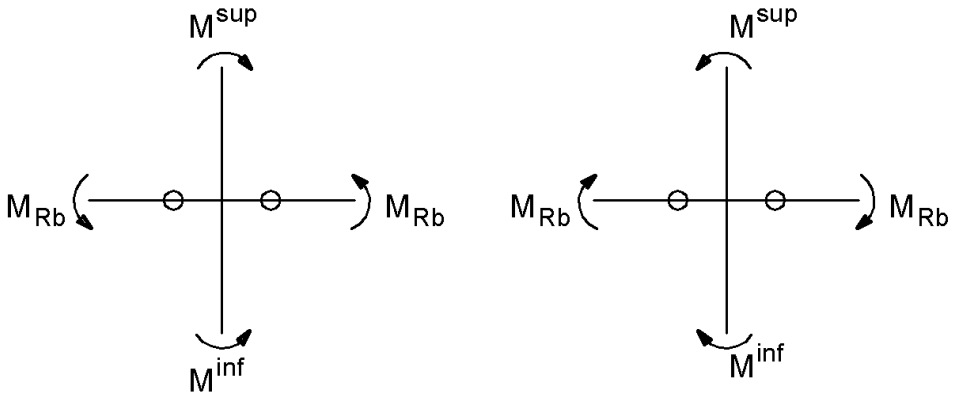


Figura C 5.5.

În P100-1 se urmează prevederile din SR EN 1998-1 şi nu se prevede verificarea unor asemenea situaţii. Se consideră că aceste cazuri sunt foarte dificil de identificat, pe de o parte, iar plastificarea accidentală, cu cerinţe de rotire mici, nu este periculoasă.

În anexa D a normativului P100/92 condiţia între momentele capabile de la stâlpi şi cele din grinzi este extinsă la toate nodurile de cadru de la un anumit nivel, sau pentru nodurile dintr-un anumit plan al structurii. Aceasta înseamnă că dacă condiţia nu este respectată pentru un anumit nod, dar este îndeplinită la nivelul ansamblului, mecanismul de plastificare potenţial este satisfăcător. Într-adevar, chiar dacă ar apărea una sau câteva articulaţii plastice la extremităţile stâlpilor de la un anumit nivel, atâta vreme cât majoritatea stâlpilor lucrează în domeniul elastic (Figura C 5.6,b), nu se poate forma un mecanism tip "nivel slab". Deplasările sunt controlate în acest caz, iar rotirile în articulaţiile plastice din stâlpi sunt cu totul moderate.

Varianta adoptată în P100/92, mai simplu de aplicat si mai corectă principial, care a fost preluată ca procedeu alternativ (relatia 5.5), poate fi utilizată opţional aşa cum se arată la (4).

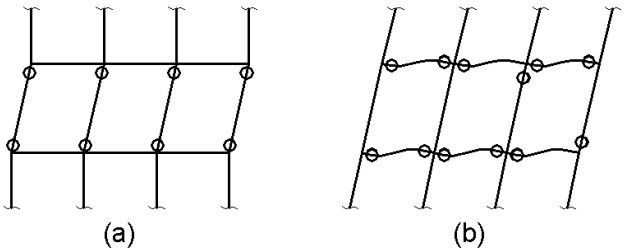


Figura C 5.6.

Situaţiile în care satisfacerea condiţiei (5.4) este exceptată are în vedere stâlpi la care, datorită încărcării axiale relativ mici, ductilitatea la încovoiere este consistentă, astfel încât dezvoltarea unor deformaţii plastice controlate nu este periculoasă.

La cazurile indicate la (3) mai trebuie adăugat acela al stâlpilor marginali, în situaţia în care sunt descărcaţi puternic, uneori total, de forţele de compresiune, prin efectul indirect al forţelor orizontale. În cazul în care forţa axială este întindere sau o compresiune mică, ductilitatea secţională este substanţială fără măsuri de armare transversală deosebite. Plastificarea locală a unui singur stâlp din şirul de stâlpi de la un anumit nivel nu este periculoasă, pentru că nu implică dezvoltarea unor mecanisme de etaj. Pe de altă parte, satisfacerea condiţiei (5.4) ar atrage o sporire excesivă a armăturii longitudinale.

Impunerea prin proiectare a poziţiei articulaţiilor plastice (a zonelor disipative) aduce avantaje importante:

(i) Menţine stâlpii în domeniul elastic de comportare astfel încât fretarea (confinarea) miezului de beton al stâlpului nu mai este necesară necesară, astfel încât măsurile de armare transversală se pot reduce substanţial.

(ii) Sporește capacitatea betonului din stâlpi de a prelua forţa tăietoare, în zonele de la capetele stalpilor, ”ferite” de plastificare.

(iii) Îmbunătățește condiţiile de aderenţă ale armăturilor, ca urmare a faptului că acestea nu mai sunt solicitate ciclic alternant în domeniul postelastic. Ca urmare, se pot accepta îmbinări prin suprapunerea barelor verticale pe lungimi mai reduse, corespunzătoare condiţiilor normale de solicitare.

(iv) Faptul că stâlpii nu se plastifică îmbunătăţeşte comportarea nodurilor grindă-stâlp.

Aceste argumente arată, pe de altă parte, că aplicarea metodei de proiectare la capacitate pentru impunerea unor mecanisme de plastificare favorabile nu înseamnă sporuri deosebite de armătură, în special ca urmare a reducerii armăturii transversale necesare (5.2.3.3.2(4)).

C.5.2.3.3.3(5) În această ediţie a codului de proiectare seismică s-a renunţat la procedeul de evaluare a momentelor de proiectare din SR EN 1998-1. Deşi în acest document se face afirmaţia că diagrama de momente înfăşurătoare de proiectare propusă este acoperitoare, fiind în măsură să acopere incertitudinile legate de distribuţia eforturilor în răspunsul inelastic, testările efectuate în proiectarea cladirilor au infirmat acestă apreciere. Este contestabil, în primul rând, că diagrama SR EN

1998-1 nu este legată de mecanismul de cedare cu plastificarea secţiunilor de la baza pereţilor. În consecinţă, atât valorile momentelor încovoietoare de proiectare, dar şi valorile forţelor tăietoare de proiectare din SR EN 1998-1 au un caracter convenţional şi nu pot evita unele plastificări necontrolate pe înălţimea clădirii şi, mai cu seamă, ruperile fragile la forţă tăietoare.

Din acest motiv, P100-1 prevede pentru evaluarea eforturilor de proiectare din pereţi procedeul din CR2-1-1.1, bazat consecvent pe ierarhizarea capacităţii de rezistenţă în vederea impunerii mecanismului de disipare de energie urmărit. Întrucât procedeul este prezentat detaliat în Codul pentru proiectarea structurilor cu pereţi şi comentat pe larg în volumul de comentarii la Cod, P100-1 face numai unele precizări de bază si face trimitere la codul CR2-1-1.1:2012 pentru prevederi suplimentare.

C5.2.3.3.2(6) Redistibuţiile admise ale momentelor de dimensionare între elementele verticale şi, respectiv, între elementele orizontale care mărginesc acelaşi şir de goluri, se bazează pe ductilitatea substanţială a elementelor structurale proiectate pe baza codului. Dacă redistribuţiile se încadrează în limita a 30% şi, respectiv, 20%, nu se depăşesc capacităţile de rotire în secţiunile cele mai solicitate.

Redistribuţiile permit optimizarea armării, în sensul economiei de oţel şi al realizării constructive mai simple. De exemplu, se pot transfera momente de la pereţii (stâlpii) mai puţin încărcaţi axial la cei supuşi la compresiuni mai mari, unde se pot prelua momente sporite cu sporuri de armătură relativ mici. De asemenea, redistribuţia momentelor între grinzile dintre doi pereţi (stâlpi) poate uniformiza sistemul de armare şi reduce numărul de tipuri de armare (Figura C 5.7,b).

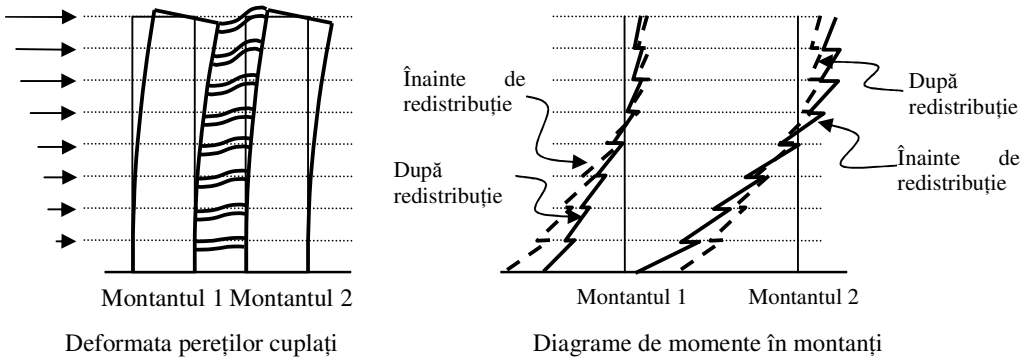


Figura C 5.7.

C5.2.3.3.4 (1)(2) Mobilizarea mecanismului de disipare de energie proiectat presupune că sunt evitate ruperile premature de tip fragil sau mai puţin ductil. În această secţiune sunt identificate asemenea tipuri de cedare:

(i) În vederea evitării ruperii la forţă tăietoare în secţiuni înclinate se iau următoarele măsuri:

- Valorile forţelor de proiectare sunt cele maxime care pot acţiona asupra elementelor, respectiv cele care corespund mecanismului de plastificare. La evaluarea momentelor capabile asociate acestui mecanism se ia în considerare posibilitatea solicitării oţelului în domeniul de consolidare, funcţie de mărimea aşteptată a incursiunilor în domeniul neliniar, respectiv de clasa de ductilitate, medie (DCM) sau înaltă (DCH), pentru care este proiectată structura.

- În zonele plastice potenţiale (zone critice sau zone disipative), se ţine seama de scăderea capacităţii betonului de a prelua forţa tăietoare, datorită solicitării ciclice, uneori alternante.

Pentru evitarea ruperilor produse de forţele de lunecare în rosturi de lucru, de asemenea se evaluează la maximum aceste forţe, ca fiind cele asociate mecanismului de plastificare. Un exemplu edificator este ilustrat în Figura C 5.8 unde se reprezintă schema de calcul a forţelor de lunecare acţionând într-o îmbinare verticală a unui perete prefabricat din panori mari.

Din examinarea echilibrului forţelor rezultă că, în momentul ultim, forţele de lunecare au valori compuse dintr-o componentă rezultată din variaţia momentului încovoietor pe înălţimea peretelui (lunecare Jurawsky) şi alta care echilibrează încărcările aplicate pe planşee. Rezultă că forţa de lunecare asociată mecanismului de plastificare este substanţial mai mare decât cea dată de calculul elastic.

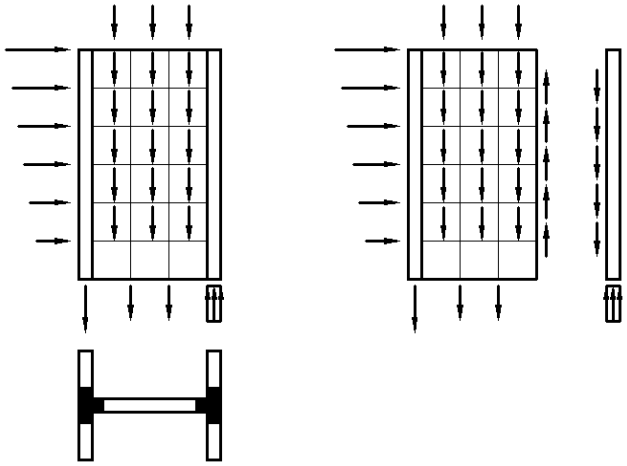


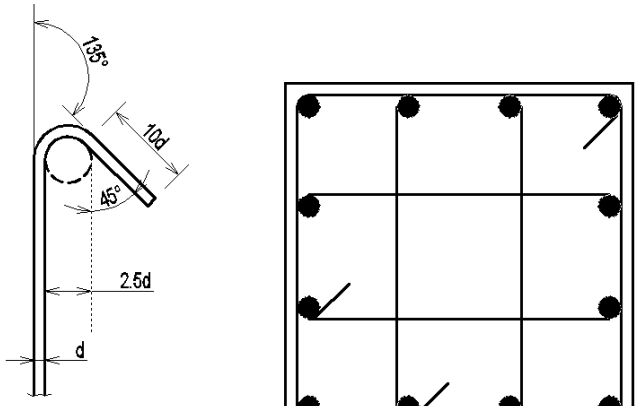
Figura C 5.8.

(ii) Degradarea aderenţei între armătură şi beton, în special în zona ei de ancorare (în multe cazuri aceasta reprezintă zona de îmbinare între elemente - nodul structural), poate, la limită, scoate bara din lucru şi deci reduce rezistenţa. În cazul acţiunii seismice acest risc este amplificat de efectul încărcărilor ciclice, alternante, şi de efectul fisurilor de despicare a betonului în lungul barei în zona nodului structural. Pentru a reduce acest risc :

- se folosesc bare cu profil periodic;
- se iau măsuri speciale de ancorare;
- se sporeşte lungimea de ancorare a barelor drepte. În sectiunea 5.7 se prevede sporirea cu 20% a lungimilor de ancorare ale barelor longitudinale întinse în elementele participante la preluarea acţiunii seismice, în raport cu lungimile de ancorare ale armăturilor cu condiţii normale de solicitare. Pentru asigurarea unei bune ancorări a etrierilor cu rol de fretare în zonele critice din elementele structurale, cârligele acestora au forma şi dimensiunile din Figura C 5.9,a. Prin pătrunderea cârligului în miezul de beton al secţiunii (Figura C 5.9,a) se crează condiţii mai bune de ancorare decât prin poziţionarea lui în imediata apropiere a stratului de beton de acoperire, care se poate pierde la o solicitare seismică intensă.

(iii) Pe baza aceloraşi considerente, este necesar să se evite înnădirile (în special cele prin suprapunere cu sudură) în zonele critice. Această problemă apare în special la înnădirea armăturilor verticale din stâlpi şi pereţi, la care apar întreruperi ale continuităţii la fiecare nivel, datorate tehnologiei de execuţie. Cea mai simplă soluţie pentru evitarea înnădirii din zona disipativă de la baza stâlpilor sau a pereţilor este să se prevadă armături cu lungimea a două niveluri.

În cazul pereţilor cu un raport mare între înălţime şi lungime (cu o înălţime relativ mică a zonei plastice), atunci când soluţii ca cele indicate mai sus nu sunt posibile sau sunt dificil de executat, se poate accepta şi ideea dezvoltării zonei critice deasupra zonei de înnădire a armăturilor verticale (Figura C 5.10). Pentru aceasta, zona de înnădire trebuie sa fie sensibil mai puternică decât zona de deasupra, condiţie îndeplinită montând mustăţi suficient de puternice. Mutarea zonei critice mai sus nu implică sporuri substanţiale ale forţei tăietoare asociate, situaţie care intevine la stâlpi, datorită configuraţiei diagramei de momente specifice pereţilor, caracterizaţi de un braţ de forfecare mult mai mare.



a) b)

Figura C 5.9.

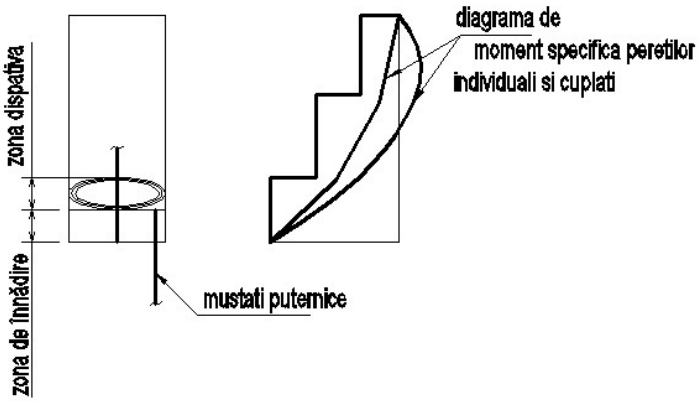


Figura C 5.10.

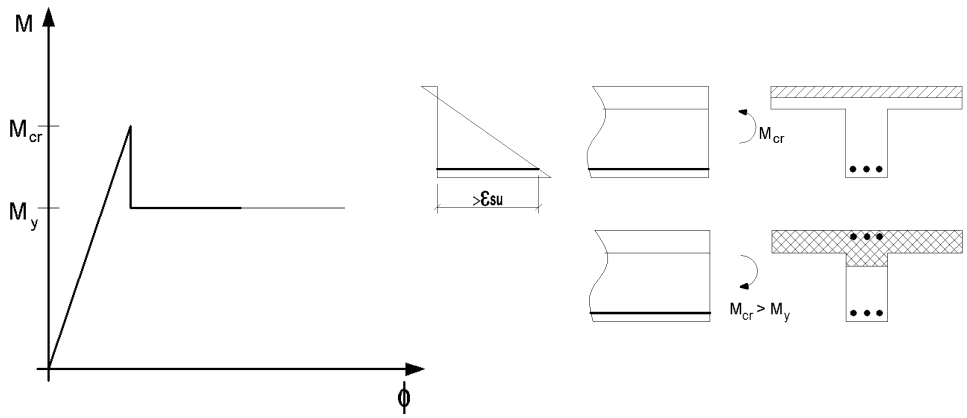


Figura C 5.11.

(iv) Problema evitării ruperii zonelor întinse se pune şi in proiectarea gravitaţională. După fisurarea betonului întins, eforturile preluate până în acel moment de betonul întins trebuie preluate de armătură, a cărei secţiune este necesar să fie suficient de mare astfel încât să nu se rupă în urma acestui transfer brusc de efort. Aceasta este de fapt condiţia pentru determinarea armării minime (adică a procentelor minime de armare) necesare în zonele întinse.

În cazul acţiunii seimice, fisurarea unei secţiuni cu armătură insuficientă nu este urmată neaparat de ruperea armăturii, pentru că efortul aplicat scade până la valoarea pe care aceasta o poate suporta (Figura C 5.11).

Trebuie avute în vedere două probleme:

- În cazul unor secţiunii dezvoltate în zona comprimată, înălţimea zonei comprimate la rupere este foarte mică, rezultând deformaţii foarte ample în armătura întinsă. Dacă cerinţa de rotire este mare, armătura întinsă, cu secţiune insuficientă, se poate rupe.
- În cazul unor secţiunii foarte dezvoltate în zona întinsă, chiar dacă armătura dispusă raportată la secţiunea inimii poate apărea suficientă, momentul de fisurare (M_{cr}) poate fi superior momentului de curgere (M_y) al secţiunii de beton armat. Aceasta înseamnă că şi forţa tăietoare asociată momentului de fisurare este mai mare decât cea asociată mecanismului de plastificare şi dimensionarea armării transversale trebuie facută la cea mai mare valoare a forţei tăietoare care poate acţiona asupra elementului.

C5.2.3.4(1) Ductilitatea structurii în ansamblul ei poate fi mobilizată în zonele critice ale elementelor structurale. Capacitatea de deformare plastică a zonelor disipative este direct dependentă de rotirea specifică (curbura) ultimă dezvoltată în secţiunea cea mai solicitată după cum ruperea în secţiune se atinge prin depăşirea deformaţiei ultime de compresiune ε_{cu} a betonului, sau a deformaţiei ultime ε_{su} a armăturii întinse (Figura C 5.12, a şi b). Cu x s-a notat inălţimea zonei comprimate.

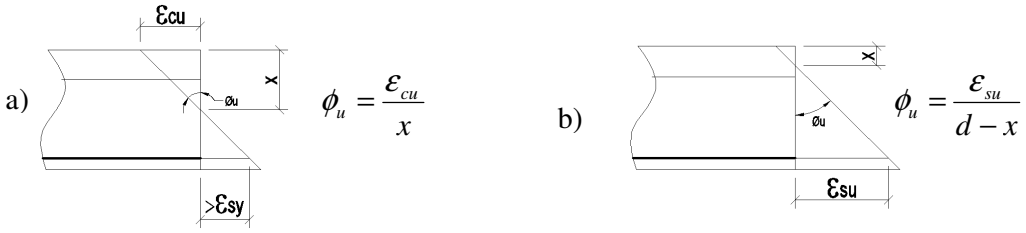


Figura C 5.12.

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x}$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{su}}{d-x} \qquad \text{(C 5.2)}$$

Valorile ϕ_u, în situaţiile în care acestea sunt stabilite prin relaţia $\phi_u = \varepsilon_{su}/(d-x)$ (întâlnite la unele elemente solicitate la întindere excentrică sau, mai rar, la încovoiere sau compresiune excentrică cu forţe axiale reduse şi secţiuni de armătură întinse mici), asigură, de regulă în exces, cerinţele de ductilitate asociate unei comportări favorabile la solicitări seismice.

În cazul obişnuit în care se aplică relaţia se constată că valorile ϕ_u pot fi mărite, fie prin măsuri care să ducă la reducerea înălţimii zonei comprimate, fie prin măsuri care să sporească valoarea ε_{cu}.

Primul obiectiv poate fi realizat (vezi ecuaţia care descrie echilibrul proiecţiei forţelor la rupere într-o secţiune de beton armat) prin:

- alegerea unor secţiuni evazate (cu tălpi) în zona comprimată,
- reducerea eforturilor unitare medii de compresiune, respectiv prin mărirea secţiunii de beton,
- sporirea armăturii din zona comprimată,
- limitarea armăturii din zona întinsă,
- mărirea clasei de beton.

Sporirea deformabilităţii betonului se obţine prin efectul de confinare realizat de o armare transversală eficientă. Armarea transversală mai are şi alte roluri. Astfel, o armare transversală corect alcătuită asigură integritatea betonului închis între etrieri şi, în consecinţă, contribuie la stabilitatea histeretică a comportării elementului, inclusiv prin conservarea capacităţii betonului de a prelua forţa tăietoare.

De asemenea, în măsura în care este dispusă judicios, armătura transversală susţinută de etrieri şi agrafe împiedică flambajul lateral al barelor de armătură longitudinale comprimate.

C5.2.3.4(2)(c) Rezistenţa betonului influenţează pozitiv, sub toate aspectele, ductilitatea şi capacitatea de disipare a energiei. Astfel, un beton mai rezistent are o aderenţă superioară la armăturile de oţel şi o capacitate superioară de a prelua forţa tăietoare. De asemenea, sporirea rezistenţei betonului duce la sporirea directă a ductilităţii de curbură prin reducerea dimensiunilor zonelor comprimate în secţiunile

elementelor. P100-1 prevede, din acest motiv, limite inferioare pentru clasa betonului utilizat în structuri, mai mari pentru clasa DCH decât pentru clasa DCM.

Anumite proprietăţi ale oţelului prezintă importanţă din punct de vedere al comportării structurilor de beton armat la acţiuni seismice:

(i) Oţelul trebuie să prezinte deformaţii ultime suficient de mari, astfel încât incursiunile în domeniul postelastic înregistrate de armăturile solicitate la acţiuni seismice intense, însumate pe toată viaţa construcţiei, să nu consume alungirea capabilă a acestora. Condiţiile fixate sunt ca alungirea minimă sub efortul unitar maxim, ε_{su}, denumită uneori alungire uniformă la rupere, să fie 5% pentru clasa DCM şi 7,5% pentru clasa DCH.

(ii) Raportul între rezistenţa ultimă şi cea de curgere are importanţă din mai multe puncte de vedere (Figura C 5.13). Astfel:

- consolidarea oţelului este una din sursele dezvoltării deformaţiilor plastice pe o anumită zonă. Cu cât este mai mare lungimea l_p a zonei plastice, cu atât capacitatea de rotire plastică este mai mare. Din acest motiv, unele coduri de proiectare prevăd condiţia ca raportul σ_{su}/σ_{sy} să fie cel puţin 1,15.
- un raport prea mare σ_{su}/σ_{sy}, precum şi o variabilitate prea mare a valorii f_y pot mări exagerat raportul între momentul ultim şi cel de iniţiere a curgerii. Efectele unei asemenea suprarezistenţe datorate oţelului pot fi ruperea prematură a elementului la forţă tăietoare, datorită creşterii neprevăzute a valorii asociate momentului ultim dezvoltat la capete, şi schimbarea raportului între momentele grinzilor (solicitate amplu în domeniul postelastic) şi momentele de la extremităţile stâlpilor, în jurul nodurilor, până la neasigurarea condiţiei mecanismului grindă slabă - stâlp puternic.

Din acest motiv raportul σ_{su}/σ_{sy} se limitează superior la 1,35. Din acelaşi motiv, la evaluarea forţelor tăietoare asociate şi la verificarea condiţiei dintre momentele barelor care converg într-un nod, momentele capabile ale grinzilor se amplifică prin înmulţirea cu factorul γ_{Rd}.

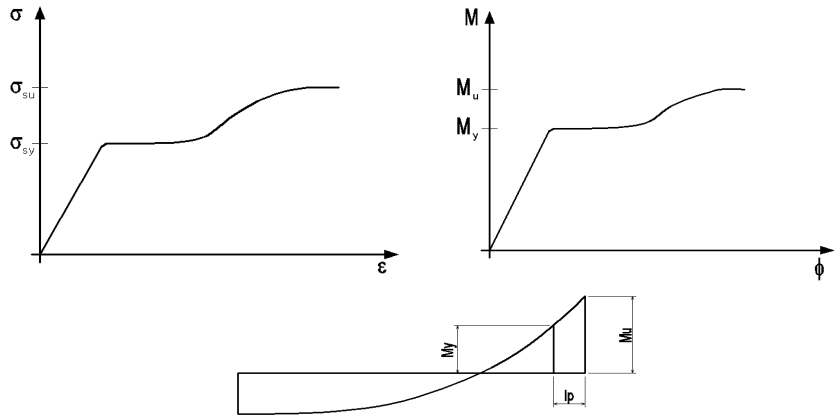


Figura C 5.13.

Condiţiile menţionate sunt îndeplinite de oţelurile de clasă B şi C pentru clasa DCM, şi numai de clasă C pentru clasa DCH (vezi tabelul C1 din SR EN 1992-1-1:2004).

(iii) Sub încărcări ciclice alternante oţelul laminat la cald evidenţiază aşa numitul efect Bauschinger care constă în reducerea aparentă a modulului de elasticitate tangent,

după prima încărcare în domeniul postelastic (Figura C 5.14), altfel spus, în nelinearizarea relaţiei σ-ε la valori substanţial mai mici decât limita iniţială de curgere înregistrată la prima incursiune în domeniul plastic. Una din consecinţele acestei proprietăţi este reducerea lungimii de flambaj a armăturilor în raport cu cea corespunzătoare comportării în domeniul elastic. Din acest motiv, P 100 -1:2011, ca şi SR EN 1998-1, prevede distanţe mici între prinderile barelor comprimate în zonele disipative.

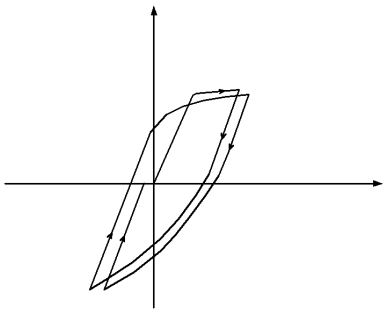


Figura C 5.14.

(iv) Conlucrarea oţelului cu betonul, ancorarea sa eficientă în beton, astfel încât lunecarea să fie evitată sau limitată rezonabil, sunt decisive pentru comportarea favorabilă a zonelor disipative solicitate ciclic şi alternant. Din acest motiv utilizarea unor oţeluri cu un profil eficient este obligatorie.

Investigarea răspunsului seismic al structurilor de beton armat utilizând instrumentul de calcul dinamic neliniar, cel mai performant de care se dispune, evidenţiază faptul că tabloul real al articulaţiilor plastice şi distribuţia eforturilor pot diferi sensibil de cele presupuse prin aplicarea metodelor de proiectare curente. Măsurile suplimentare date la aceste secţiuni urmăresc să acopere într-o manieră nu foarte precisă, dar suficient de sigură, asemenea diferenţe. Se discută cu caracter de exemplu câteva situaţii de acest fel care apar în proiectarea seismică a construcţiilor de beton armat.

(i) În cazurile obişnuite, mecanismele de plastificare ale structurilor în cadre, mobilizate la acţiunea cutremurelor asociate cerinţei de performanţă de siguranţă a vieţii, implică, pentru fiecare sens de acţiune al cutremurului, formarea de articulaţii plastice cu acelaşi sens de rotire la cele două extremităţi ale grinzilor. Dat fiind nivelul scăzut al forţelor seismice de proiectare în raport cu cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic, dezvoltarea articulaţiilor plastice ca în Figura C 5.15,c. reprezintă o ipoteză de lucru cu o probabilitate apropiată de certitudine, indiferent de configuraţia diagramelor de momente de proiectare înfăşurătoare (Figura C 5.15, a şi b).

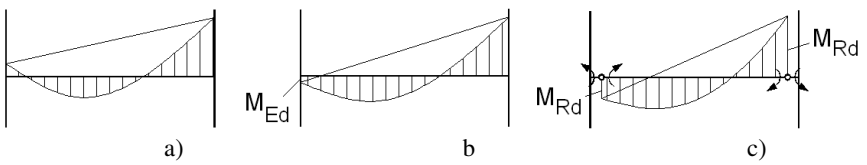


Figura C 5.15.

Comportarea histeretică stabilă a celor două articulaţii plastice face necesară şi realizarea unei capacităţi de a prelua momente pozitive pe reazem, respectiv

prevederea unei armături minime la partea inferioară de la capetele grinzii. Această cantitate minimă este dată în P100-1, ca şi în alte coduri, ca o fracţiune din armarea prevazută la partea superioară a grinzilor pentru preluarea momentelor negative.

(ii) Dezvoltarea momentelor negative în câmpul grinzii depinde de mai mulţi factori, cum sunt: mărimea deschiderii, raportul dintre momentele din încărcările verticale şi cele orizontale, dispoziţia articulaţiilor plastice (vezi (iii)), etc.

O situaţie tipică este reprezentată în Figura C 5.16. Ţinând seama de dilatarea diagramei de momente pentru a introduce efectul fisurilor înclinate asupra efortului din armăturile întinse şi de ancorajul necesar al barelor, se constată că nu există practic secţiune în care să nu fie necesară prevederea unor armături la partea superioara în câmp. Pe aceasta bază, P100-1 prevede obligativitatea poziţionării unor armături minime continue la partea superioară a grinzilor.

(iii) Determinarea poziţiei articulaţiilor plastice din grinzi, influenţa acesteia asupra asigurării la forţă tăietoare şi a măsurilor de confinare prin armături transversale reclamă o discuţie specială.

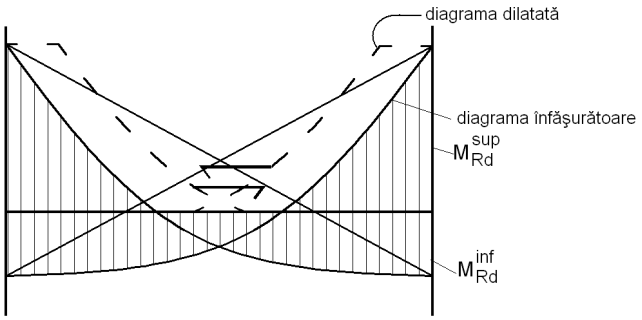


Figura C 5.16.

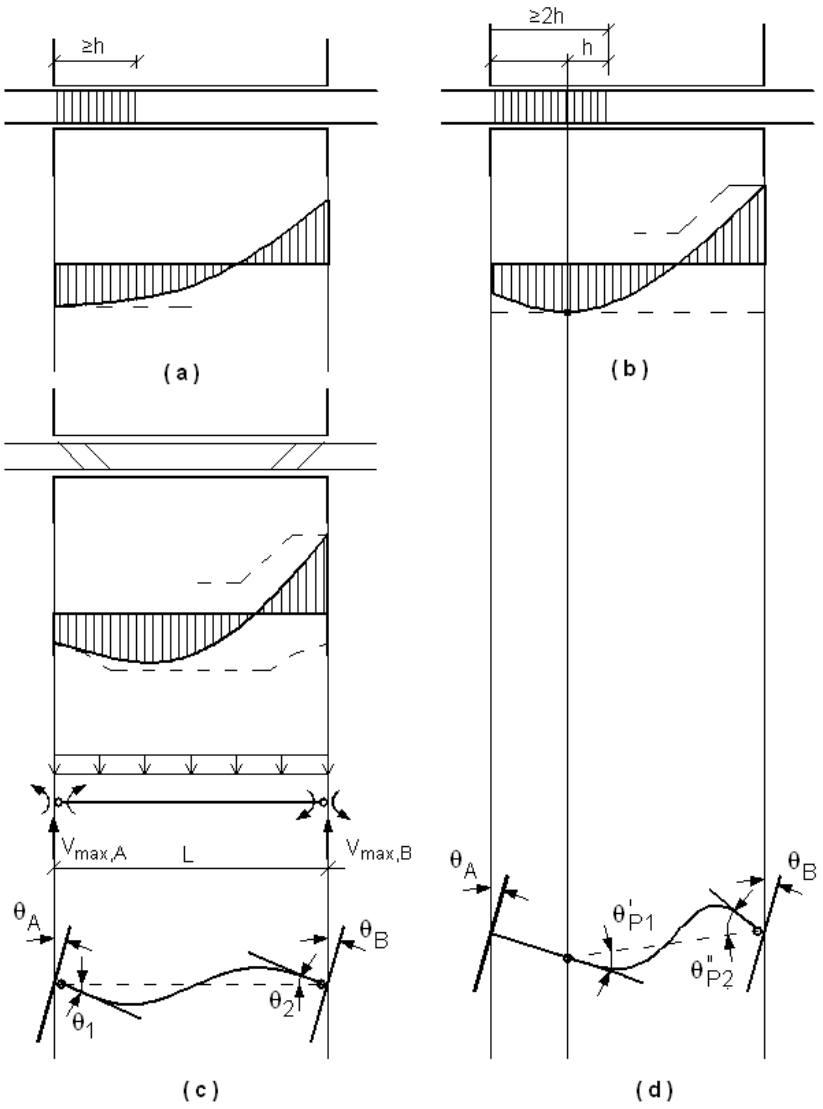


Figura C 5.17.

Poziţiile în lungul grinzii ale celor două articulaţii plastice depind de maniera în care diagrama de momente capabile, corespunzătoare detalierii armării longitudinale, „îmbracă" diagrama de momente încovoietoare maxime de proiectare. Două situaţii posibile sunt ilustrate în Figura C 5.17. Astfel, în cazul reprezentat în Figura C 5.17, a, articulaţiile plastice apar la extremităţile grinzilor, iar în situaţia din Figura C 5.17, b, o articulaţie plastică apare la o extremitate a grinzii, în timp ce cealaltă apare în câmpul grinzii.

Există mai multe argumente care fac ca prima situaţie să fie considerată mai avantajoasă. Într-adevăr, atunci când articulaţiile plastice apar la capetele grinzii:

- pentru aceleaşi rotiri de noduri, deformaţiile impuse grinzii şi, în consecinţă, cerinţa de ductilitate la rotire în zona plastică sunt mai mici (Figura C 5.17, c şi d); pentru claritate, în Figura C 5.17 se indică deformaţiile la iniţierea curgerii.

- forţa tăietoare asociată mecanismului de plastificare poate fi mai mică;
- armarea transversală minimă prevazută pentru zona plastică se întinde pe o lungime mai mică; în Figura C 5.17, a şi b, care ilustrează cazurile distincte care pot apărea în practică, se indică modul specific de armare transversală a grinzii.

Este de menţionat că există şi situaţii când, urmărindu-se în principal protejarea nodului, prin modul concret de realizare a armăturii longitudinale a grinzii se dirijează apariţia zonelor plastice la distanţe suficient de mari de extremităţile grinzii, evitându-se în acest mod plastificarea (curgerea) şi lunecarea armăturii în nodul structurii şi implicit degradarea betonului din nod (Figura C 5.18).

(iv) În cazul în care, din diferite motive, secţiunea stâlpilor nu poate fi dezvoltată astfel încât să se asigure zone comprimate suficient de restrânse, se aplică metode de confinare a betonului pentru sporirea proprietăţilor de ductilitate. Confinarea betonului sporeşte însă şi rezistenţa betonului comprimat, astfel încât zona critică a stâlpului se poate muta deasupra zonei confinate. Pentru a asigura proprietăţi de deformabilitate suficiente se recomandă prevederea măsurilor de armare transversală din zonele plastice şi în aceste porţiuni de stâlp (Figura C 5.19).

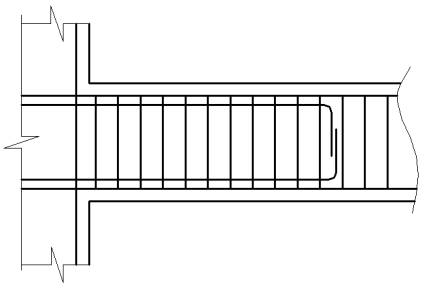


Figura C 5.18.

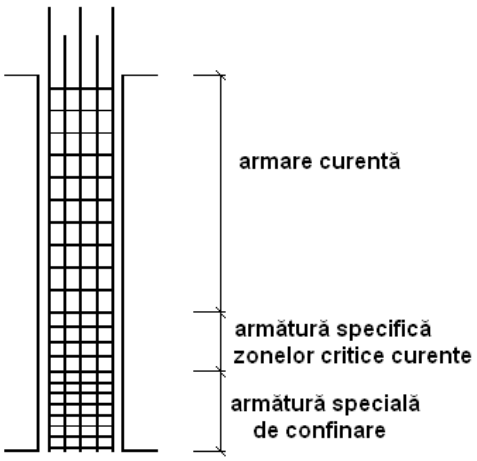


Figura C 5.19.

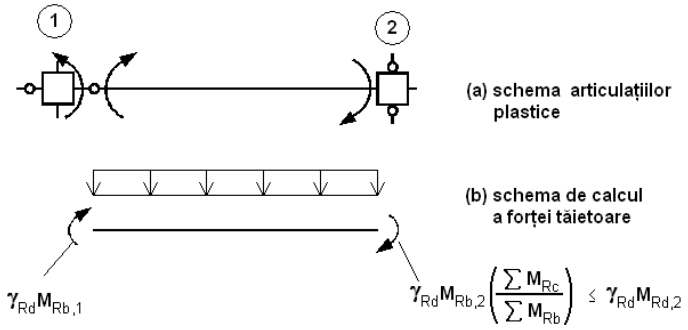


Figura C 5.20.

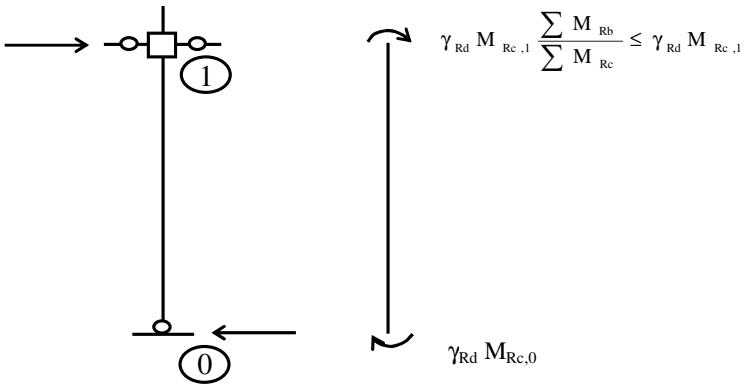


Figura C 5.21.

C 5.3. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate înaltă (H)

C5.3 Prevederile acestei secţiuni urmăresc înzestrarea elementelor de beton armat din clasa DCH cu o capacitate de deformare în domeniul postelastic (ductilitate) suficientă în acord cu nivelul redus al forţelor seismice de proiectare (faţă de valorile mari ale coeficientului de reducere).

C 5.3.1. Condiţii referitoare la materiale

C5.3.1 Solicitarea seismică intensă impune utilizarea unor materiale de rezistenţă suficient de înaltă, iar în cazul armăturilor, şi cu proprietăţi de ductilitate şi de aderenţă superioare.

C 5.3.2. Condiţii geometrice

C5.3.2(1)-(3) Condiţiile legate de grosimea şi configuraţia geometrică a elementelor urmăresc asigurarea unor valori minime de rezistenţă, o bună execuţie (betonare) şi evitarea apariţiei unor fenomene de instabilitate geometrică.

Limitarea excentricităţii dintre axele grinzilor şi stâlpilor are în vedere limitarea momentelor încovoietoare suplimentare produse de aceasta şi realizarea unui nod de cadru robust prin angajarea adecvată a betonului stâlpului pe înălţimea nodului.

C5.3.3.2 Secţiunea se referă, în principal, la evaluarea forţelor tăietoare de proiectare în grinzi, pe schema mecanismului de plastificare.

Pentru a nu evalua valori în exces ale forţelor tăietoare, relaţia (5.9) are în vedere şi situaţia în care la extremitatea grinzii nu apare articulaţie plastică, momentul rezultat în această secţiune fiind plafonat de capacitatea mai mică a stâlpilor în raport cu momentele capabile ale grinzii (Figura C 5.20).

Cerinţele de ductilitate în articulaţiile plastice din grinzi sunt în general substanţiale, astfel încât oţelul armăturilor longitudinale poate fi deformat în domeniul de consolidare.

C5.3.3.3 Concepţia de evaluare a forţelor tăietoare de proiectare în stâlpi este identică cu cea descrisă la 5.3.3.2 în cazul grinzilor. Schema de calcul este sugerată în Figura C 5.21, pentru primul nivel al structurii.

Este de observat că adoptarea unor valori $\gamma_{Rd} > 1$ în secţiunile stâlpilor, cu excepţia bazei, are caracter acoperitor. În principiu, dacă dirijarea mecanismului de plastificare prin relaţia (5.4) este realizată, atunci nu se formează articulaţii plastice în stâlpi.

C5.3.3.4 Valoarea forţei tăietoare maxime ce se poate dezvolta în nodul de cadru corespunde situaţiei în care secţiunile grinzilor adiacente nodului ajung în stadiul ultim de solicitare. Din echilibrul forţelor din jurul nodului (Figura C 5.22) rezultă relaţia (5.11) pentru noduri interioare şi (5.12) pentru noduri marginale.

C.5.3.3.5(2) La C5.3.3.3.2(4) s-au arătat argumentele pentru care în Codul P100-1 s-au utilizat prevederile Codului de proiectare pentru structuri cu pereţi privitoare la modul de determinare a valorilor de proiectare ale momentelor încovoietoare, consecvente, în concepţia generală, răspunsului seismic neliniar pe care se bazează P100-1.

În mod firesc, se preia şi procedeul de evaluare a forţelor tăietoare de proiectare care, numai pentru clasa DCH, coincide practic cu procedeul din SR EN 1998-1.

Informaţii privitoare la fundamentarea procedeului precum si prevederi suplimentare privind aplicarea acestuia se găsesc în secţiunile relevante ale CR2-1-1 şi ale comentariilor la acest cod.

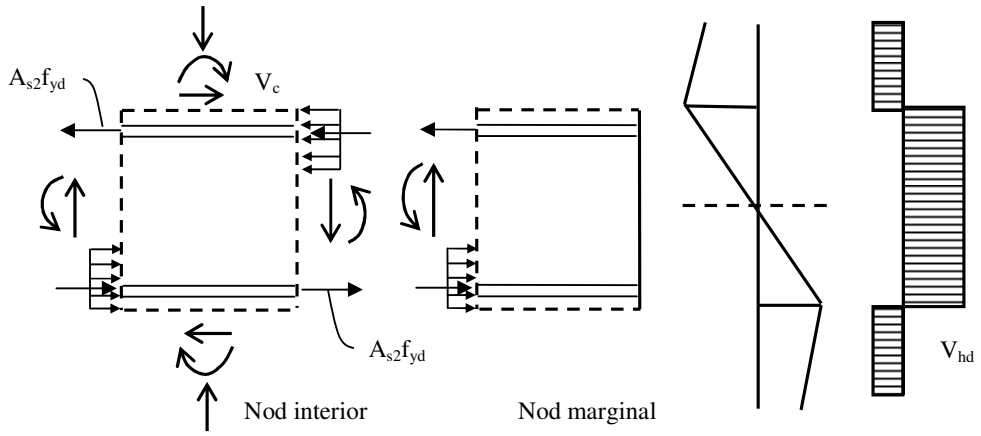


Figura C 5.22.

O discuţie separată este necesară în ceea ce priveşte procedeul de evaluare a valorilor de proiectare ale forţelor tăietoare din pereţii structurilor duale. Valorile diagramei înfăşurătoare din Figura 5.2 (din cod) au fost modificate faţă de cele din ediţia anterioară a Codului.

Aceste diagrame prezintă valori de proiectare în partea superioară a clădirii, sporite faţă de cele asociate diagramei obţinute din calculul structural sub acţiunea seismică de proiectare şi multiplicată prin factorul de suprarezistenţă Ω. Această sporire are în vedere fapul că în zona superioară a clădirii se fac simţite efectele modurilor superioare de vibraţie. Pe de altă parte, trebuie ţinut seama de faptul că, în răspunsul elastic, în zona superioară pereţii sunt relativ descărcaţi ca urmare a interacţiunii cu cadrele, astfel încât forţele rezultate din calcul care revin pereţilor pot avea valori neînsemnate. Asemenea valori sunt evident neacoperitoare dacă se are în vedere răspunsul dinamic neliniar al structurii ductile.

C5.3.3.6 În cazul pereţilor scurţi, influenţa modurilor superioare de vibraţie este neglijabilă, astfel încât k_v=1, așa cum este dat în relația 5.14.

C5.3.4.1.1(2)Valorile b_{eff} date aici variază în funcţie de o condiţie ignorată în normele anterioare româneşti şi anume prezenţa, sau nu, în nod a unei grinzi transversale pe direcţia grinzii care se calculează. Lăţimea efectivă a aripilor, b_{eff}, delimitează şi armăturile din placa planşeului care contribuie la capacitatea grinzii la încovoiere.

C.5.3.4.1.1(4) În zonele critice supuse la solicitări alternante la moment încovoietor, fisurarea ciclică a betonului duce la degradarea betonului şi la reducerea capacităţii acestuia la preluarea forţelor tăietoare. Testele de laborator evidenţiază faptul că modelul clasic de grindă cu zăbrele, înclinarea diagonalelor cu 45° şi ignorarea aportului contribuţiei în preluarea forţei tăietoare reprezintă o schemă de dimensionare a etrierilor suficient de acoperitoare. Din acest motiv, P100-1 modifică în consecinţă prevederile SR EN 1992-1-1 aplicabile elementelor solicitate la încărcări neseismice (gravitaţionale).

Un caz special este cel al grinzilor la care forţa tăietoare de proiectare schimbă de semn pentru cele două sensuri ale acţiunii seismice.

Grinzile din această categorie sunt în general grinzi scurte, cu încărcări gravitaţionale relativ mici, sau grinzile unor cadre spaţiale la care descărcarea unidirecţională a planşeelor face ca grinzile după o direcţie să fie supuse practic exclusiv la forţele din acţiunea seismică.

Regulile de dimensionare sunt diferenţiate funcţie de doi parametri:

- valoarea $\zeta = V_{Ed,\min} / V_{Ed,\max}$ între valorile algebrice ale forţelor tăietoare de proiectare în cele două sensuri ale acţiunii seismice;
- valoarea absolută a forţei tăietoare maxime.

În cazul cel mai sever de solicitare, $\zeta < -0,5$ şi $|V_E|_{\max} \geq (2+\xi) f_{ctd} bd$, poate apărea pericolul unei lunecări în secţiunea de la extremitatea grinzii.

La schimbarea de semn a momentului poate apărea o fisură verticală deschisă pe toată înălţimea secţiunii până la recuperarea deformaţiei plastice în armătura întinsă în ciclul anterior. În aceste condiţii, încărcările verticale aplicate grinzii pot provoca lunecarea pe verticală a grinzii, deformaţie care reduce capacitatea de rezistenţă ulterioară a grinzii. Pentru a evita asemenea lunecări, P100-1 impune ca în această situaţie să se prevadă armături înclinate pe două direcţii, dimensionate pentru a prelua jumătate din valoarea de proiectare a forţei tăietoare. Diferenţa de forţe tăietoare trebuie preluată prin etrieri verticali, care au avantajul că sunt activi pentru ambele sensuri ale forţei tăietoare.

C5.3.4.1.2 (1) În realitate, zonele critice în lungul cărora se dezvoltă deformaţiile plastice au dimensiuni mai mici, de ordinul înălţimii grinzii. Valorile prescrise la acest paragraf iau în considerare incertitudinile legate de poziţia articulaţiilor plastice. Pe aceste zone trebuie prevazută o armare transversală mai puternică decât în restul grinzii.

C5.3.4.1.2 (2) şi (6), (a) şi (b), Prevederile de la aceste aliniate reprezintă măsuri suplimentare în spiritul secţiunii 5.2.3.6. Aceste măsuri de armare minimă pot fi considerate şi măsuri de sporire a ductilităţii în elemente, atunci când armarea minimă se dispune în zona comprimată.

C.5.3.4.1.2 (4) Cantitatea de armătură longitudinală din grinzi trebuie să se încadreze între o limită inferioară şi una superioară.

Elementele încovoiate de beton armat trebuie să aibe suficientă armătură în zonele întinse astfel încât momentul iniţierii curgerii în armatura întinsă să fie mai mare (in suficientă măsură) decât momentul care produce fisurarea zonei întinse. În caz contrar, după fisurarea zonei întinse, efortul preluat până atunci de betonul întins trebuie preluat de armătura întinsă. Energia de deformaţie eliberată duce la o creştere rapidă a deformaţiilor armăturii (şi, implicit, a deformaţiilor de încovoiere ale grinzii). Dacă armătura este prea puţină, momentul secţiunii scade, iar deformaţiile armăturii pot atinge rapid şi deformaţia ultimă a oţelului. Comportarea este de tip casant şi trebuie evitată.

În cazul acţiunii statice de tip gravitaţional, dacă momentul de fisurare $M_{cr} > M_y$, după fisurare grinda se rupe, dacă nu există posibilitatea unor redistribuţii (Figura C 5.11). În cazul acţiunii seismice, grinda nu se rupe instantaneu pentru că forţa (momentul) scade până la capacitatea elementului, dar deformaţiile cresc brusc şi pot ajunge rapid până la deformaţiile de rupere ale oţelului chiar dacă cerinţele de ductilitate de curbură sunt mici.

C.5.3.4.1.2(5) Cantitatea de armătură din zona întinsă a grinzilor trebuie limitată şi superior pentru a limita dezvoltarea zonei comprimate din secţiunea zonelor critice de la extremitate.

Dacă armătura comprimată este mai mare decât cea întinsă, cum se întâmplă de regulă la extremităţile grinzilor supuse la momente pozitive, ruperea intervine prin depăşirea capacităţii de alungire a armăturii de oţel întins.

Dacă armătura din zona întinsă este mai mare decât cea din zona comprimată, nu trebuie să fie mai mare decât cea care permite atingerea unei anumite valori μ_Φ (a unei anumite curburi ultime). SR EN 1998-1propune relaţia:

$$\rho_{1,max} = \rho_2 + (0{,}0018/ \varepsilon_{sy}\mu_\Phi) f_{cd} / f_{yd} \qquad \text{(C 5.3)}$$

în care ρ_1 şi ρ_2 reprezintă coeficienţii armăturilor din zona întinsă şi cea comprimată.

În locul acestei relaţii dificil de folosit, pentru că se presupune cunoscută cerinţa de ductilitate de curbură, P100-1 prevede o condiţie mai simplă de îndeplinit practic, limitând $x_u \leq 0{,}25\ d$. Această condiţie oferă o ductilitate de curbură generoasă.

C.5.3.4.1.2 (7) În cazul grinzilor, etrierii dispuşi în zonele critice au rolul de a prelua forţa tăietoare şi de a împiedica flambajul armăturilor comprimate, rol care, în fapt, fixează distanţa dintre etrieri. Aşa cum s-a arătat la **5.3.4.1.2(5)**, capacitatea de deformare a grinzilor în domeniul postelastic se controlează printr-o proporţie adecvată a armăturilor comprimate şi întinse şi, în mult mai mică măsură, prin confinarea betonului.

C.5.3.4.2.1 Aplicarea metodei de proiectare la capacitate prevăzută de codul de proiectare seismică permite, cu mare probabilitate, evitarea mecanismelor de plastificare de etaj şi, în consecinţă, cerinţele de ductilitate în stâlpii unei structuri astfel dimensionate sunt modeste. Ca urmare, este de aşteptat ca acţiunea ciclică să reducă în mult mai mică măsură capacitatea de rezistenţă la forţa tăietoare a stâlpilor, faţă de cazul grinzilor.

În viziunea codului, aplicarea factorilor γ la evaluarea forţelor tăietoare de proiectare asigură un caracter suficient de acoperitor acţiunii de proiectare pentru a nu mai modifica expresia rezistenţei la forţa tăietoare dată în SR EN1992-1.

În Codul de evaluare european SR EN 1998-3, în expresia de dimensionare a armăturii transversale se adaugă contribuţia forţei axiale de compresiune. Rezultă expresia:

$$V_w = \rho_w b_w z f_w \operatorname{ctg}\theta + N(d - d_1) / l_{cl} \qquad \text{(C 5.4)}$$

Unghiul θ ia valori ca cele pentru stâlpii proiectaţi la acţiuni neseismice (conform prevederilor SR EN1998-1:2004), cu $ctg\ \theta$ între 1 şi 2,5.

În cazul stâlpilor structurilor laterale, alternanţa eforturilor este aproape completă, ζ fiind egal cu -1. De asemenea, valoarea forţei tăietoare de proiectare este, de regulă, înaltă. Cu toate acestea, prevederea armăturilor înclinate nu este considerată necesară.

Prezenţa forţei axiale de compresiune şi a deformaţiilor plastice moderate din armăturile longitudinale fac ca în cazul stâlpilor să nu se înregistreze situaţii în care fisurile traversează complet secţiunile. Pe de altă parte, lunecarea în lungul rostului de lucru este împiedicată, în bună parte, de acţiunea de dorn şi de efectul de strângere exercitat de barele verticale intermediare cu diametru mare situate între armăturile de la extremităţi, care sunt solicitate în domeniul elastic.

C5.3.4.2.2 (1) Limitarea valorii normalizate a forţei axiale are drept scop asigurarea unei ductilităţi de curbură minimale, prin limitarea înălţimii zonei comprimate în momentul cedării. Alte căi de sporire a ductilităţii sunt, în principal, limitarea cantităţii

de armătură din zona întinsă, sporirea armăturii comprimate (la stâlpii armaţi nesimetric), creşterea clasei de beton şi sporirea deformaţiei ultime a betonului comprimat, ε_{cu}, prin confinare cu armătură transversală. Pentru a lua în considerare efectul de confinare se pot folosi modelele de calcul din P100-3.

C5.3.4.2.2 (2) Valoarea minimă a procentului de armare urmăreşte înzestrarea stâlpului cu o rezistenţă minimă necesară în zone seismice, cu stabilitate histeretică. Limita superioară se justifică prin consideraţii economice, dar şi prin intenţia de a limita nivelul eforturilor de aderenţă, care la procente prea mari pot deveni critice.

C5.3.4.2.2 (3) O armare longitudinală distribuită asigură o comportare omogenă, confinare eficientă şi o limitare a deschiderii fisurilor de întindere pe latura stalpului (Figura C 5.23).

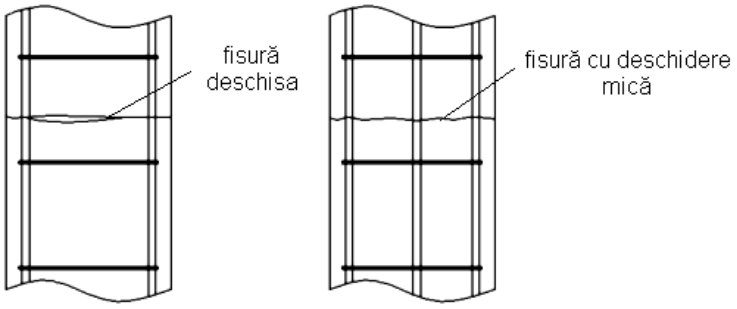


Figura C 5.23.

C5.3.4.2.2 (4) Prevederea are un caracter acoperitor evident. Aşa cum s-a arătat la C5.2.3.3.2, impunerea mecanismului de disipare de energie prin ierarhizarea rezistenţelor elementelor ar trebui, în principiu, să asigure că articulaţiile plastice în stâlpi (cu excepţia bazei acestora) pot apărea numai accidental şi cu cerinţe mici de ductilitate.

C5.3.4.2.2 (5) Prevederea are caracter acoperitor şi ia în considerare numai parametrii geometrici. În realitate, lungimea zonei critice depinde şi de alti factori cum sunt, cantitatea si distributia armaturilor, braţul de forfecare (*M/V*), etc.

C5.3.4.2.2 (6) În cazul stâlpilor cu proprietăţi de elemente scurte, fisurile înclinate şi lunecarea aproape inevitabilă a armăturilor propagă curgerea armăturii pe aproape toată înălţimea. Din acest punct de vedere, stâlpii scurţi au o comportare similară cu grinzile de cuplare scurte. Pe de altă parte, stâlpii scurţi necesită o armare transversală puternică pe toată înălţimea lor şi pentru împiedicarea ruperilor înclinate cu caracter casant.

C5.3.4.2.2(7) Regulile de armare transversală date la acest paragraf urmăresc realizarea unui efect de confinare (fretare) suficient de eficient pentru asigurarea unei comportari histeretice stabile a zonelor critice (Figura C 5.24).

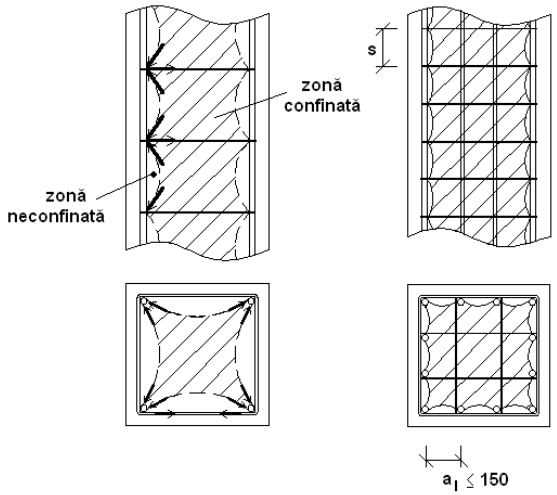


Figura C 5.24.

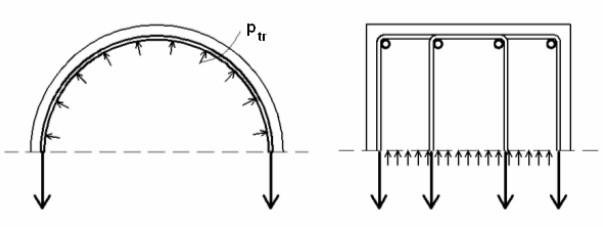


Figura C 5.25.

Din analiza efectului de compresiune triaxială exercitat prin mecanismul de arc cu tirant constituit prin împingerile bolţilor înscrise în masa betonului, echilibrate de forţele de întindere din armăturile longitudinale şi transversale, rezultă că acest efect poate spori prin:

- reducerea distanţelor dintre punctele de fixare ale armăturilor verticale (reducerea distanţelor *s* şi a_l);
- sporirea secţiunii etrierilor;
- prevederea unor armături longitudinale suficient de groase pentru a limita mărimea presiunilor reciproce oţel-beton la „naşterea" bolţilor de beton;
- sporirea limitei de curgere a oţelului din etrieri şi agrafe.

Expresiile de calcul ale rezistentei şi deformaţiilor ultime ale betonului confinat pun în evidenţă principalul parametru de care depind acestea: presiunea transversală echilibrată la limită (la curgere) de armătura transversală (Figura C 5.25).

C.5.3.4.2.2 (8) (9) şi (10) În situaţiile în care valorile ν_d depăşesc 0,45 este necesară explicitarea capacităţii de ductilitate de curbură, care trebuie să fie inferioară cerinţei estimate cu relaţiile (5.4).

În zonele critice de pe înălţimea stâlpilor, altele decât cea de la bază, cerinţele de ductilitate sunt reduse prin înmulţirea cu 2/3 pentru a marca faptul că metoda proiectării la capacitate face ca probabilitatea unor deformări plastice substanţiale în aceste zone să fie foarte scăzută.

Această prevedere are în vedere posibilitatea deplasării zonei plastice (critice) deasupra zonei confinate (vezi C5.2.3.6 şi Figura C 5.19).

Pe zona de înnădire, rezistenţa stâlpului la încovoiere poate spori datorită creşterii numărului de bare active, dar şi ca urmare a confinării puternice a betonului. În aceste condiţii, există posibilitatea ca imediat deasupra zonei de înnădire secţiunea stâlpului să fie mai slabă decât dedesubtul acesteia şi barele verticale să fie solicitate dincolo de pragul de curgere. Prin măsura indicată se prelungesc măsurile de confinare în zona potenţial plastică de deasupra zonei de înnădire.

C5.3.4.2.3 O comportare bună a nodurilor este esenţială pentru obţinerea unui răspuns seismic favorabil al structurilor în cadre ductile. În acest scop trebuie îndeplinite urmatoarele conditii:

(i) Rezistenţa nodului trebuie să fie superioară cerinţei maxime asociate mecanismului de disipare de energie a structurii. Prin aceasta se elimină disiparea de energie în interiorul nodului şi necesitatea reparării unei componente structurale practic nereparabilă. Altfel apar degrădari severe ale rigidităţii şi rezistenţei nodurilor sub cicluri alternante cu solicitări în domeniul inelastic.

(ii) Rezistenţa stâlpului să nu fie afectată negativ de degradarea nodului, care constituie de altfel o parte a stâlpului;

(iii) Răspunsul seismic al nodurilor la cutremure moderate trebuie să fie elastic;

(iv) Deformaţiile nodurilor datorate fisurării înclinate şi lunecării armăturilor longitudinale din grinzi trebuie sa fie cât mai reduse. În caz contrar, deplasările laterale ale structurii pot creşte foarte mult;

(v) Armătura nodului să fie realizată cât mai simplu, ţinând seama şi de faptul că în nod pătrund şi armăturile longitudinale ale grinzilor şi stâlpilor.

Nodul trebuie să preia forţe tăietoare înalte a căror valoare se calculează cu expresia (5.11) sau (5.12). Eforturile se echilibrează la nivelul nodului prin două mecanisme:

(a) un mecanism de diagonală comprimată asociat forţelor interioare dezvoltate în beton (Figura C 5.26,a);

(b) un mecanism de grindă cu zăbrele "încărcat" prin eforturile de aderenţă între armăturile longitudinale ale grinzilor şi stâlpilor de beton (Figura C 5.26, b); din Fig.C5.26 se constată că eforturile de aderenţă pe lungimea nodului sunt foarte mari, fiind produse de suma eforturilor din armăturile din grinzi la stânga şi la dreapta nodului (Figura C 5.26, c)

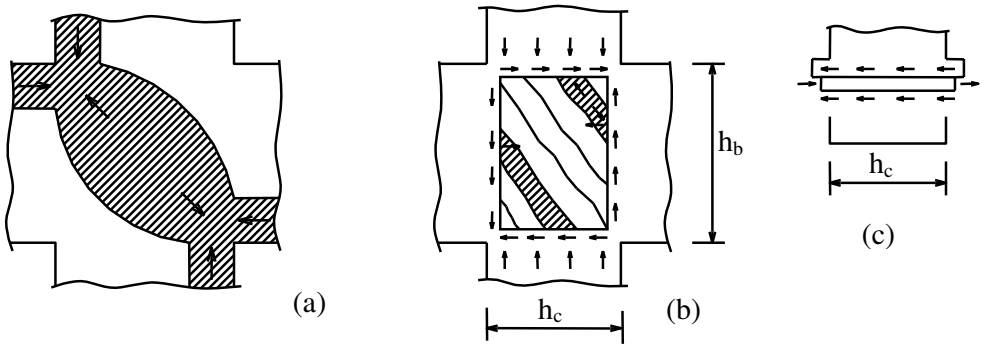


Figura C 5.26.

C5.3.4.2.3 (1) şi (2) Dacă armătura de forfecare este suficientă pentru a controla limitarea incursiunilor în domeniul postelastic, zdrobirea betonului prin compresiune diagonală poate reprezenta un mod potenţial de rupere. Acest mod de rupere poate fi evitat prin limitarea superioară a eforturilor de compresiune diagonală. În practică aceasta se realizeaza prin limitarea echivalentă a eforturilor de forfecare în nod, exprimate prin relaţiile (5.26) şi (5.27).

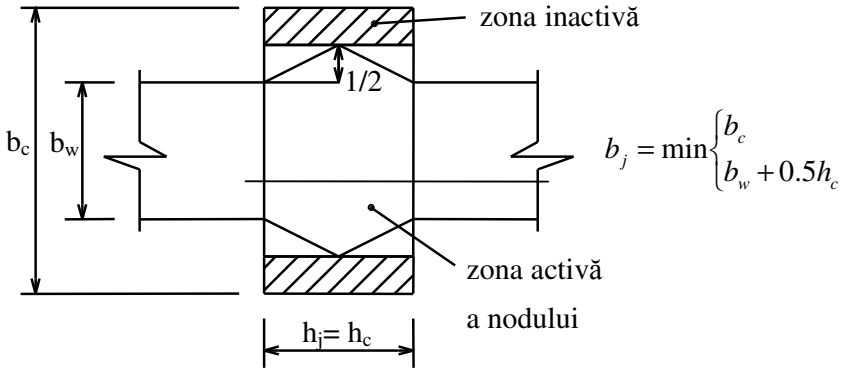


Figura C 5.27.

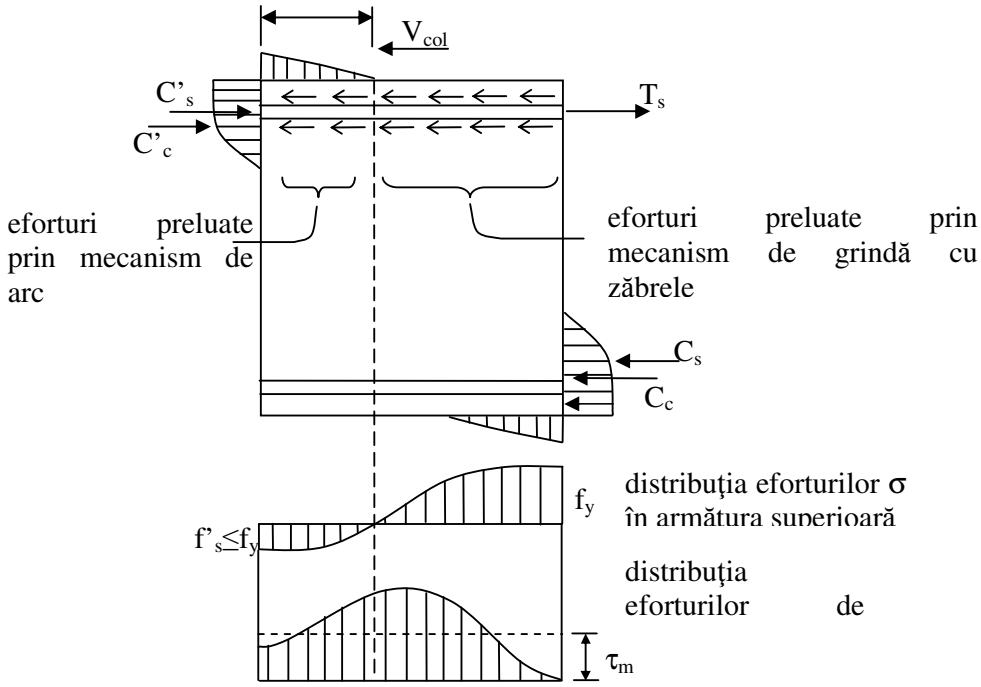


Figura C 5.28.

Secţiunea efectivă (activă) a nodului se ia în considerare, atât la calculul capacităţii nodului, cât şi la montarea armăturii efective a nodului pe orizontală şi pe verticală.

C5.3.4.2.3 (3) Expresiile (5.29) şi (5.30) servesc la dimensionarea armăturilor de preluare a forţei tăietoare a nodului prin mecanismul de grindă cu zăbrele. Membrul drept al expresiei reprezintă forţa tăietoare transmisă nodului prin eforturile de aderenţă dezvoltate pe suprafaţa laterală a armăturii superioare a grinzii, pe zona aferentă fisurii de întindere de la baza secţiunii stâlpului superior. Aceasta se obţine scăzând din valoarea forţei tăietoare totale din nod a valorii forţei tăietoare preluate de

mecanismul de diagonală comprimată (numit uneori şi mecanism de arc pentru că este caracterizat de preluarea unei impingeri înclinate).

Forţa aferentă mecanismului de arc include suma eforturilor de aderenţă dezvoltată pe o lungime egală cu înălţimea zonei comprimate de la baza stâlpului superior (solicitate în stadiul II, dacă mecanismul de plastificare este de tip stâlpi puternici - grinzi slabe).

Din examinarea relaţiilor (5.29) şi (5.30) se constată că forţa tăietoare ce trebuie preluată prin armături este cu atât mai mică cu cât este mai mare efortul de compresiune din stâlpul superior. Aceasta se justifică dacă se are în vedere că forţele preluate prin mecanismul de arc sunt cu atât mai mari cu cât este mai mare zona comprimată (Figura C 5.26, c).

Fata de expresiile de dimensionare date in SR EN 1998-1:2004, in relatiile din P100-1 s-au introdus corectii in scopul apropierii rezultatelor obtinute prin calcul cu cele furnizate de studiile experimentale. Aceste studii dovedesc ca rezistenta efectiva a nodurilor este sensibil mai mare decat cea furnizata de expresiile de calcul asociate modelelor teoretice prezentate mai sus.

Este de menţionat că în normele americane (UBC, ACI 318), spre deosebire de normele europene şi cele neo-zeelandeze, se consideră că forţa tăietoare se preia integral printr-un mecanism de diagonala comprimată (Figura C 5.26, a). Acest mecanism se consideră activ atâta vreme cât eforturile unitare respective nu depăşesc o anumită valoare şi dacă diagonala comprimată este asigurată transversal printr-un efect de confinare exercitat de grinzile transversale şi de armăturile orizontale ale nodului realizate din etrieri.

Se consideră că prevederea pe înălţimea nodului a armăturii transversale îndesite din zonele critice este suficientă pentru aceasta.

În aceste condiţii, ACI 318 prevede următoarele relaţii de verificare:

$V_{jhd} \le 1{,}70\sqrt{f_{ck}}\, b_j h_e$, pentru noduri confinate pe 4 laturi;

$V_{jhd} \le 1{,}25\sqrt{f_{ck}}\, b_j h_e$, pentru noduri confinate pe 3 laturi;

$V_{jhd} \le 1{,}00\sqrt{f_{ck}}\, b_j h_e$, pentru celelalte noduri.

Se consideră că o grindă asigură nodului un efect de confinare suficient dacă are lăţimea cel putin 3/4 din lăţimea nodului.

C5.3.4.2.3 (4) şi (6) În legatură cu alcătuirea armăturii A_{sh} trebuie făcute câteva precizări:

- armăturile rombice sau poligonale contribuie la preluarea forţei tăietoare din nod numai prin proiecţia eforturilor paralele cu direcţia acestora;
- sunt eficiente numai armăturile poziţionate la interiorul secţiunii efective a nodului (b_j h_j);
- armăturile trebuie distribuite pe înălţimea nodului pentru a obţine o acţiune eficientă dacă se are în vedere configuraţia mecanismului de grindă cu zăbrele;

- agrafele prea scurte nu sunt eficiente pentru că pot să nu intersecteze planul de rupere (0,a). Se recomandă să se neglijeze agrafele mai scurte de $\frac{1}{3}h_j$.
- câmpul de compresiune diagonală este mobilizat eficient numai dacă se prevăd etrieri cu ramuri multiple (0, b şi c);
- armătura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armarea transversală de la extremităţile stâlpilor pentru a asigura rezemarea laterală a barelor longitudinale comprimate, în special a celor din colţuri.

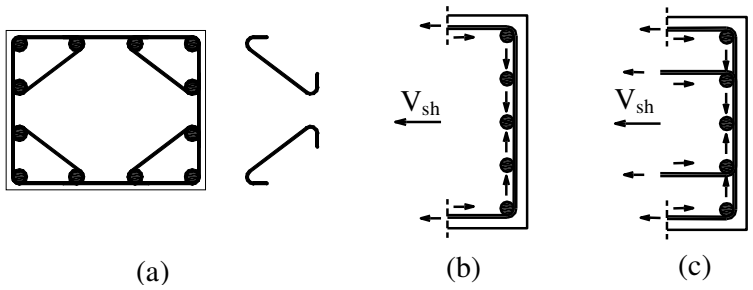


Figura C 5.29.

C5.3.4.2.3 (5) Din examinarea echilibrului de forţe tangenţiale reprezentat în Figura C 5.26, rezultă că forţa tăietoare verticală în nod poate fi estimată suficient de exact cu relaţia:

$$V_{jv} = (h_b / h_c) V_{jh} \qquad \text{(C 5.5)}$$

Din această valoare se consideră că armăturile verticale trebuie să preia prin mecanismul de grindă cu zăbrele numai fracţiunea $\frac{2}{3}V_{jv}$, având în vedere că prevederile de proiectare limitează sau chiar evită plastificarea stâlpilor.

C5.3.4.3.1 (1) şi (2) Codul de proiectare seismică aduce modificări ale procedeelor de dimensionare a pereţilor încărcaţi static monoton (conf. SR EN 1992-1-1:2004), atunci când pereţii structurali sunt supuşi acţiunilor ciclice seismice.

Pentru calculul secţiunilor de beton armat ale pereţilor se face trimitere la CR 2-1.1.1, aşa cum s-a procedat şi în cazul elementelor structurilor în cadre pentru care s-a făcut trimitere la SR EN 1992-1-1. Cu toate acestea, pentru ca aplicarea codului să se facă cu înţelegerea deplină a prevederilor în prezentele comentarii se prezintă fundamentarea relaţiilor de calcul pentru pereţi.

Ca şi în cazul stâlpilor structurilor în cadre, se dau prevederi distincte pentru asigurarea în raport cu cedarea betonului prin compresiune şi, respectiv, pentru asigurarea faţă de aşa numita rupere prin întindere diagonală a pereţilor.

În primul caz, betonul comprimat se rupe brusc înainte de curgerea armăturilor transversale, în timp ce, în al doilea caz, ruperea intervine după dezvoltarea deformaţiilor plastice în armături.

De asemenea, codul stabileşte modele de calcul în vederea ruperii prin lunecare în lungul rosturilor de turnare.

(a) Asigurarea faţă de ruperea prin compresiune diagonală

Se prezintă pentru început prevederile date în SR EN 1998-1:2004.

Dimensionarea secţiunilor de beton, respectiv evaluarea forţei tăietoare maxime $V_{Rd,max}$, se face diferit pentru elementele proiectate pentru DCH şi DCM, pe de o parte, şi între zonele plastice şi zonele din afara acestora, pe de altă parte. Astfel:

(i) Pentru pereţii proiectaţi pentru clasa de ductilitate medie se preiau nemodificate prevederile de dimensionare la forţa tăietoare date în SR EN1992–1-1:2004 pentru pereţii solicitaţi static monoton.

(ii) Pentru pereţii proiectaţi pentru clasa de ductilitate înaltă, procedura de calcul este:

- În afara zonelor critice, valoarea $V_{Rd,max}$ se calculează cu relaţiile SR EN1992 –1-1:2004, considerând $ctg\theta = 1$ ($\theta = 45°$), iar braţul de pârghie al eforturilor interioare $z \approx 0{,}8l_w$.
- În zona critică de la baza peretelui, $V_{Rd,max}$ este 0,5 din valoarea determinată pentru zonele situate în afara acestei zone.

Această reducere a rezistenţei de proiectare a pereţilor în zona critică de la baza acestora, pentru structuri cu cerinţe de ductilitate mari (clasa DCH), este foarte drastică. Ea se bazează pe studiile experimentale conduse de autorii Eurocodului care au evidenţiat asemenea scăderi ale capacităţilor pereţilor încărcaţi, în raport cu valorile obţinute prin aplicarea SR EN 1992-1-1:2004.

Şi în cazul pereţilor proiectaţi pentru clasa de ductilitatea medie, aceştia urmând să suporte cicluri de încărcări alternante în domeniul postelastic, rezistenţa lor va fi, în mod firesc, afectată negativ.

Cu toate acestea, Eurocodul nu prevede pentru aceştia adoptarea altor expresii de calcul decât cele date în SR EN 1992-1-1:2004

Aplicarea acestor prevederi la proiectarea structurilor cu pereţi în zone cu seismicitate înaltă, cum ar fi, de exemplu, zonele cu acceleraţia maximă de proiectare, $a_g \geq 0{,}24$ de pe teritoriul României, duce evident la următoarele consecinţe:

- Dimensiuni excesive, pentru practica de la noi din ţară, ale pereţilor. De exemplu, pentru structuri duale de tip curent, cu 10 – 15 niveluri, grosimea necesară rezultată din calcul este, functie de deschideri, de 90 – 120 cm. În aceste condiţii, consumurile pot deveni prohibitive şi ca urmare a faptului că greutatea pereţilor intervine cu ponderea cea mai mare în greutatea totală a construcţiei.
- Sporuri majore ale armăturilor longitudinale de încovoiere pentru structurile din clasa DCM, în raport cu cele proiectate pentru DCH. Clasa de ductilitate înaltă este, în principiu, cea mai indicată în zonele expuse la atacul unor cutremure puternice. Pe de altă parte, sporul capacităţii de rezistenţă la încovoiere atrage şi sporul forţelor tăietoare de proiectare şi, implicit, al consumurilor de beton şi armătură transversală, pentru a asigura rezistenţa necesară la aceste acţiuni.

Experienţa acumulată în urma cutremurelor pe care le-a suportat teritoriul României în ultimii 40 de ani nu par să confirme aceste procedee de dimensionare foarte severe. Astfel, de exemplu, la marele cutremur din 1977, construcţiile cu structuri cu pereţi de beton armat s-au comportat relativ bine în pofida faptului că dimensiunile şi armarea

acestora erau cu totul inadecvate şi insuficiente ca urmare a proiectării pe baza unui cod mult sub nivelul codurilor avansate de astăzi.

Din acest motiv, se pastreaza procedeele din CR2-1-1.1:2011 pentru evaluarea rezistenţei de compresiune diagonală. O asemenea optiune este justificata si de faptul ca aplicarea acestor procedee duce la rezultate foarte apropiate de aplicarea codurilor de proiectare din SUA si Noua Zeelanda, ţări în care ingineria seismică este foarte avansată.

Expresia pentru verificarea rezistenţei betonului inimii pereţilor la eforturi principale în zona critică de la baza pereţilor (zona A) se face cu relaţia:

$$V_{Ed} \leq 0,15\, b_w\, l_w\, f_{cd} \qquad \text{(C 5.6)}$$

Se remarcă faptul că rezistenţa la compresiune diagonlă este exprimată funcţie de rezistenţa de proiectare a betonului comprimat şi nu funcţie de rezistenţa betonului întins, ca în ediţia precedentă a codului CR2-1-1.1:2011. Scrierea în acest fel a relaţiei este cea corectă, din moment ce exprimă rezistenţa la un efort de compresiune. Factorul 0,15 ţine sema de dependenţa rezistenţei la compresiune a betonului, de mărimea eforturilor de întindere normale pe diagonală (eforturile principale de întindere, preluate de armăturile transversale) şi de reducerea rezistenţei betonului la solicitarea statică produsă de acţiunea ciclică a forţelor orizontale.

Deşi semnificativ mai mare decât valoarea rezistenţei date de SR EN 1998-1:2004, valoare furnizată de relaţia (C 5.6) se potriveşte, asa cum s-a aratat, cu cea prescrisă de normele americane şi neo-zeelandeze.

În afara zonei critice, rezistenţa inimii de beton a peretelui se stabileşte cu relaţia:

$$V_{Ed} \leq 0,18\, b_w\, l_w\, f_{cd} \qquad \text{(C 5.7)}$$

Trebuie însă observat că dacă clădirea nu are foarte multe etaje este recomandabil să se menţină grosimea pereţilor pe toată înălţimea. Este posibil însă sa se reducă clasa betonului.

(b) Asigurarea faţă de rupere prin întindere diagonală

Expresiile de calcul suferă funcţie de mărimea raportului (deschiderii) de forfecare

$$\alpha_s = M_{Ed} / V_{Ed}\, l_w.$$

(i) În cazul pereţilor lungi şi medii, categorie definită de $\alpha s \leq 2$, calculul se efectuează, conform prevederilor SR EN 1992-1-1:2004, considerând înclinarea fisurii critice $\theta = 45°$ şi $z = 0,8$ lw.

(ii) În cazul pereţilor scurţi, definiţi de un raport $\alpha s < 2$, la care ponderea relativă a efectelor forţei tăietoare este mai mare, se utilizează expresiile:

- Pentru armăturile orizontale:

$$V_{Ed} = V_{Rd,c} + 0,75 \rho_h f_{yd,h} b_{w0} \alpha_s l_w. \qquad \text{(C 5.8)}$$

în care:

ρ_h coeficientul de armare al barelor orizontale din inima peretelui

$f_{yd,h}$ valoarea de proiectarea a limitei de curgere a armăturii orizontale din inimă

$V_{Rd,c}$ valoarea de proiectare a forţei tăietoarea capabile pentru elemente fără armare de forţă tăietoare conform SR EN 1992-1-1:2004

Factorul α_s pune în evidenţă faptul că la elementele scurte şi armăturile verticale sunt active în preluarea forţei tăietoare, astfel încât eficienţa armăturii orizontale este sporită convenţional.

Examinarea expresiei (C 5.8) arată că aceasta exprimă un echilibru la limită într-o secţiune înclinată considerată, în mod convenţional, fisura de rupere care uneşte punctul de aplicaţie convenţional al rezultantei forţelor orizontale cu colţul comprimat de la baza peretelui.

Contribuţia armăturii orizontale este dată de termenul al doilea din relaţia (C 5.8), care poate fi scris, ignorând factorul α_s, şi sub forma:

$$V_{Ed} = (A_h/b\, w_0\, S_h)b\, w_0\, (M_{Ed}/V_{Ed})0,75f_{yh,d}=A_h(Z/S_h)0,75f_{yh,d}. \qquad \text{(C 5.9)}$$

Raportul z/s_h indică numărul armăturilor transversale cu secţiunea A_h interceptate de fisura de rupere, iar factorul 0,75 ia în considerare eficienţa acestor armături şi anume a armăturilor din apropierea colţului comprimat, unde fisura este puţin deschisă şi, deci, nu se ajunge la curgere.

Modelul de dimensionare al armăturii orizontale este comun cu cel din Codul de proiectare a construcţiilor cu pereţi CR2-1-1.1.

Întrucât $V_{Rd,c}$ prescrisă de Eurocod nu este justificată principial, pentru contribuţia betonului în preluarea forţei tăietoare se dau relaţiile:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,c} + \rho_h f_{yd,h}\, b_w\, l_w$$

$$.V_{Rd,c} = 0, \qquad \text{în zona A} \qquad \text{(C 5.10)}$$

$$V_{Rd,c} = 0{,}5\ \sigma_0 b_w l_w \qquad \text{în zona B}$$

în care σ_0 este efortul unitar mediu de compresiune în inima peretelui, pentru a ţine seama de efectul favorabil al forţei verticale de compresiune aplicate secţiunii peretelui.

Deoarece pentru evaluarea pereţilor scurţi majoritatea normelor de proiectare aplică modelul de grindă cu zăbrele, în CR2-1-1.1:2011 s-a menţinut procedura de dimensionare a armăturilor inimii bazată pe acest model.

Şi în ceea ce priveşte rezistenţa pereţilor în lungul rosturilor de lunecare a altor planuri prefisurate se menţine modelul rezistenţei la lunecare prin frecare din CR2-1-1.1:2011. Argumentele pentru această opţiune se găsesc în comentariile la acest Cod.

C5.3.4.3.2(3) Inegalitatea (5.34) reprezintă o condiţie de ductilitate de curbură minimă. Spre deosebire de P85/82, această condiţie este exprimată într-o formă mai generală şi mai riguroasă prin intermediul limitării înălţimii zonei comprimate a secţiunilor de beton. Pe această cale se poate lua în considerare influenţa tuturor factorilor de care depinde mărimea acesteia (cantitatea de armătură pe inimă, tălpile intermediare, etc.).

Valorile x_u s-au stabilit considerând cazul pereţilor lungi (cu raportul între lungimea şi lăţimea secţiunii $H/h>4$) şi valori ale ductilităţii de structură în domeniul 4-6. Convertind condiţia de ductilitate de deplasare a structurii în condiţii de ductilitate de curbură şi ţinând seama de raportul dintre rezistenţele de calcul şi cele medii considerate, de regulă, în calculul deformaţiilor efective, se poate obţine o valoare $x_u \approx$

0,3 l_u. Pentru a ţine seama de faptul că cerinţele de ductilitate scad pe măsura sporirii capacităţii de rezistenţă, valoarea x_u a fost corectată prin includerea raportului Ω.

C.5.3.4.3.2 (7) Integritatea zonei de beton vizate în acestă secţiune este esenţială pentru buna comportare a peretelui la acţiunea seismică ciclică alternantă. În situaţia în care aceasta este comprimată, prinderea barelor verticale cu etrieri contribuie la aceasta, în plus faţă de armătura transversală curentă a inimii sau a tălpii. În situaţia când extremitatea peretelui este supusă la întindere, armătura transversală de tip stâlp contribuie la realizarea unor condiţii bune de aderenţă pentru armăturile verticale şi la limitarea deschiderii fisurilor.

C.5.3.4.4(2) Testele de laborator şi comportarea grinzilor de cuplare la atacul cutremurelor intense evidenţiază faptul că grinzile armate cu bare ortogonale cu bare longitudinale şi etrieri verticali suferă degradări foarte mari ale betonului, însoţite de reducerea rezistenţei. Acestea sunt expuse, în principal, la ruperea prin lunecare în rosturile verticale deschise între pereţi şi extremitatea grinzii.

C.5.3.4.4(3) Din acest motiv, armarea „clasică" cu bare ortogonale este admisă numai dacă nivelul de solicitări la forţă tăietoare, exprimat prin mărimea eforturilor unitare tangenţiale, este relativ mic (relaţia 5.37).

În caz contrar, este obligatorie armarea cu bare diagonale, strânse cu etrieri sau fretă, formând carcase de tipul celor utilizate la armarea stâlpilor. Se contează pe aportul egal al barelor întinse şi al celor comprimate.

Pentru o bună comportare este esenţial ca armăturile să fie generos ancorate şi să nu flambeze.

C 5.4. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate medie (DCM)

C.5.4 În cazul construcţiilor proiectate pentru clasa DCM, rezistenţa laterală este mai apropiată de valoarea forţei tăietoare de bază în răspunsul seismic elastic decât în cazul construcţiilor aparţinând clasei DCH.

Ca urmare, deformaţiile plastice aşteptate în zonele plastice ale elementelor structurale vor fi mai mici, iar deformarea plastică în elementele şi zonele proiectate ca nedisipative prin ierarhizarea adecvată a capacităţii de rezistenţă va fi, cu mare probabilitate, rară.

Pe această bază, măsurile de proiectare privind dirijarea mecanismului de disipare a energiei şi măsurile de ductilizare a elementelor structurale sunt în mod firesc mai relaxate pentru construcţiile din clasa DCH, în raport cu cele din clasa DCM.

Principalele diferenţe între măsurile de proiectare pentru cele două clase se discută în ansamblu, şi nu în detaliu, pe categorii de probleme. Cele mai importante sunt:

(i) Valorile factorilor γ_{Rd}, la toate categoriile de elemente, sunt mai mici pe considerentul că, prin avansarea moderată în domeniul de consolidare a oţelului, efectele de suprarezistenţă sunt mai mici.

(ii) La fiecare nivel al unui cadru etajat se consideră zone plastice în stâlpi numai zonele de la partea inferioară a acestor elemente. Face excepţie primul nivel de la bază, unde zonele de la ambele extremităţi se consideră critice.

Sunt două argumente pentru aceasta şi anume:

- Răspunsul seismic al cadrelor de beton armat proiectate cu metoda capacităţii de rezistenţă nu evidenţiază, de regulă, plastificări pe înălţimea stâlpilor. Atunci când, ocazional, apar articulaţii plastice la niveluri inferioare, unde ductilitatea stâpilor este mai mică, ca urmare a forţelor axiale de compresiune mai mari, acestea se dezvoltă la baza fiecare nivel. Pe de altă parte, măsurile curente de armare transversală în stâlpi asigură un nivel semnificativ de confinare.
- Datorită lungimii mari a zonelor critice, în condiţiile în care acestea se consideră că există la ambele extremităţi ale stâlpilor, zona mediană „necritică" este nesemnificativă ca dezvoltare. Aceasta face ca, în mod nejustificat, măsurile severe de armare transversală specifice zonelor critice să fie prevăzute practic pe toată înălţimea stâlpilor.

(iii) Măsurile de ductilizare, în primul rând cele de armare transversală, sunt reduse faţă de clasa DCH, adoptându-se distanţe maxime între etrieri mai mari şi diametre de etrieri mai mici.

(iv) Se renunţă la verificarea prin calcul a nodurilor de cadru. Testele dovedesc că rezistenţa la forţă tăietoare a nodurilor este mult superioară celei determinate prin modelele de calcul adoptate în Cod.

(v) În consecinţă, în cazul structurilor proiectate pentru clasa DCM, la care deformaţia grinzilor în domeniul plan este limitată, rezistenţa nodurilor poate fi asigurată numai prin respectarea unor reguli constructive.

(vi) La pereţi, condiţia de limitare a zonei comprimate a secţiunilor în vederea asigurării ductilităţii de curbură necesare este, la rândul ei, relaxată faţă de cea prevăzută pentru DCH.

(vii) Condiţia care permite armarea ortogonală a grinzilor de cuplare este relaxată prin sporirea valorii maxime a forţei tăietoare de proiectare cu 50%.

C 5.5. Proiectarea elementelor din clasa de ductilitate joasă

C.5.5 Structurile proiectate pentru DCL sunt teoretic lipsite de ductilitate. Sensibilitatea lor majoră priveşte comportarea lor la acţiunea cutremurelor mai puternice decât cea a cutremurului de proiectare. Din acest motiv, adoptarea acestei clase de ductilitate este admisă numai pentru regiuni seismice cu seismicitate joasă, $a_g \leq 0{,}12$ g.

Pentru a înzestra elementele structurale esenţiale cu un minim de ductilitate, în zonele critice de la baza stâlpilor şi pereţilor se prevede o armare transversală minimă.

C 5.6. Proiectarea structurilor duale

C.5.6 Până la prezenta ediţie a Codului de proiectare seismică, în normele româneşti nu se făcea deosebire între cele două categorii de structuri duale, cu cadre preponderente şi cu pereţi preponderenţi. Ca urmare, în practica de proiectare se obişnuieşte ca, indiferent de apartenenţa la o categorie sau alta, grinzile şi stâlpii să fie proiectaţi ca elemente ale unor cadre pure.

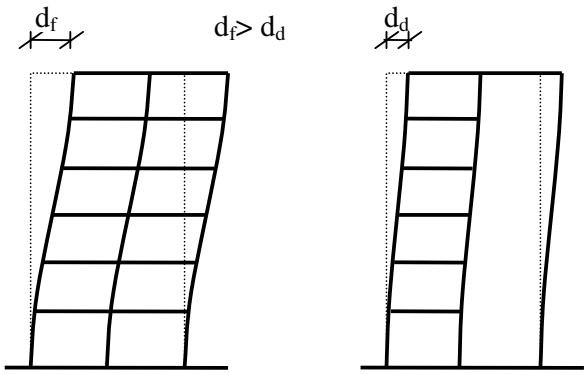


Figura C 5.30.

O asemenea abordare este nejustificată şi are ca efect o procedură de proiectare mai complicată şi un consum de material mai mare decât cel necesar în stâlpi.

Aşa cum se prezintă schematic în Figura C 5.30 a, b şi c, rigiditatea mare a pereţilor face ca deplasările orizontale să fie inferioare celor care produc articularea plastică la capetele stâlpilor.

În aceste condiţii nu se pot dezvolta mecanisme de plastificare de etaj şi, ca urmare, nu este necesară respectarea relaţiei (5.4), care are drept scop tocmai evitarea formării unor asemenea mecanisme. Pe de altă parte, nu sunt necesare măsuri speciale de sporire a ductilităţii stâlpilor(pentru că ductilitatea acestora nu va fi mobilizată). În consecinţă, se pot accepta valori ν_d mai mari decât în cazul structurilor în cadre pure, iar măsurile de armare transversală la extremităţile stâlpilor pot fi relaxate. Orientativ, cu caracter acoperitor, la stâlpii proiectaţi pentru clasa DCH pot fi aplicate regulile pentru clasa DCM, iar la stâlpii proiectaţi pentru clasa DCM, regulile pentru DCL.

C 5.7. Ancorarea şi înnădirea armăturilor

C.5.7.1 (4) Măsura de sporire a lungimii de ancorare a armăturilor din zona plastică are în vedere degradarea aderenţei produse de alternanţa eforturilor întindere – compresiune provocate de acţiunea seismică ciclică.

O măsură similară era prevăzută şi în STAS 10107/0 – 90 unde se indica o sporire cu 20% a lungimii de ancorare în cazul elementelor cu condiţii nefavorabile de solicitare.

C.5.7.2.1 (2) Încărcarea nodurilor cu forţele de legătură cu grinzile se face în cea mai mare parte prin eforturile de aderenţă dezvoltate pe suprafaţa laterală a barelor care traversează nodul. Forţele de aderenţă trebuie să echilibreze eforturile aplicate armăturilor, de o parte şi de alta a nodului de cadru, pe schema din Figura C 5.31.

În starea de solicitare maximă, barele de la partea superioară a grinzilor sunt solicitate la un capăt la efortul de curgere, iar la celălalt de un efort unitar mai mic, pentru că armătura inferioară $A_{s2}<A_{s1}$, pe de o parte, iar pe de altă parte, o parte din forţa de compresiune se transmite aici nodului prin beton.

Barele de la partea superioară nu beneficiază de condiţii favorabile de aderenţă ca urmare a tasării iniţiale a betonului, astfel încât se poate conta numai pe cca. 70% din rezistenţa aderenţei $\tau_b \approx 2{,}2 f_{ctm}$, în care f_{ctm} este rezistenţa medie la întindere a betonului.

La rezistenţa prin aderenţă trebuie adăugată şi rezistenţa prin frecare datorată încărcării normale din forţa de compresiune dezvoltată în stâlpul superior, care se poate estima aproximativ prin valoarea $0{,}25\nu_d f_{cd}$, în care ν_d este forţa axială normalizată, iar f_{cd} este rezistenţa de proiectare la compresiune.

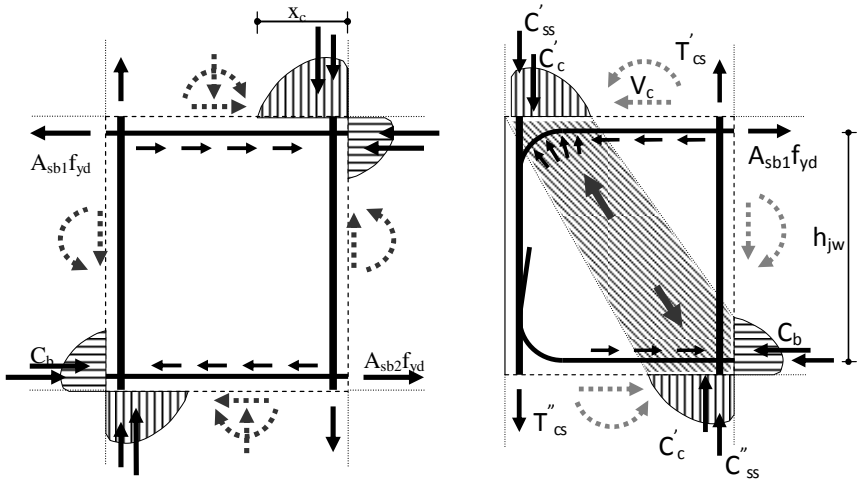


Figura C 5.31.

Rezultă o rezistenţă medie la lunecare în jurul barei de

$$2{,}2f_{ctm}+0{,}25\nu_d f_{cd} \approx 2{,}2f_{ctm}(1+0{,}8\ \nu_d). \qquad \text{(C 5.11)}$$

Egalând valoarea efectivă a efortului tangenţial rezultat din echilibrul barei din Figura C 5.30 cu această valoare a rezistenţei echivalente de aderenţă, se obţine relaţia care stabileşte diametrul maxim d_{bLmax} al armăturilor care traversează nodul:

$$d_{bL\max} = 10\frac{1+0{,}8\nu_d}{1+0{,}75\dfrac{A_{s1}}{A_{s2}}}\frac{f_{ctm}}{f_{yd}}h_c \qquad \text{(C 5.12)}$$

Relaţia (5.46) a fost ajustată pentru a ţine seama că o anumită fracţiune a forţei tăietoare care solicită nodul se transmite prin compresiune diagonală.

Expresia (C 5.12) este confirmată de rezultatele unor studii experimentale. Aplicarea acesteia duce la diametre admisibile, relativ mici, ale barelor grinzilor care traversează nodurile, mai cu seamă la etajele superioare, unde valoarea ν_d este mică.

Condiţia (C 5.12) poate fi considerată ca o altă condiţie de dimensionare a secţiunii stâlpilor, pe lângă cea legată de limitarea driftului şi cea a rezistenţei betonului nodului la compresiune diagonală.

C.5.7.3(4) Relaţia (5.48) se obţine pornind de la echilibrul zonei de armătură dincolo de secţiunea de unde se măsoară ancorajul Figura C 5.32

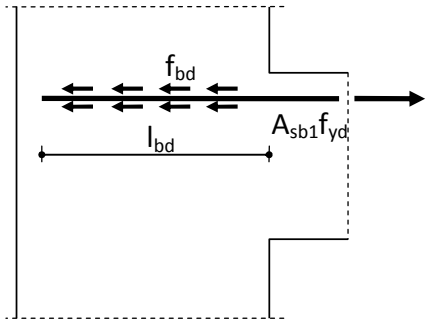


Figura C 5.32.

$$l_{bd} = \frac{A_s f_{yd}}{\pi . d_{bL} f_{bd}} = \frac{1}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} d_{bL} \qquad \text{(C 5.13)}$$

în care:

l_{bd} lungimea de ancorare necesară

f_{bd} efortul unitar de aderenţă ultim

$$f_{bd} = 2{,}25 \eta f_{ctd} \qquad \text{(C 5.14)}$$

unde:

f_{ctd} valoarea de proiectare a rezistenţei la întindere a betonului

η coeficient care ţine seama de condiţiile de aderenţă,

η=1 pentru aderenţe bune şi η =0,7 pentru condiţii nefavorabile de aderenţă, conform SR EN 1992-1-1:2004.

Lungimea de înnădire prin suprapunere, l_0, pentru cazurile curente, se calculează cu relaţia:

$$l_0 = k_s \sqrt{\frac{1}{25}\left(\frac{A_s^{'}}{A_s}\%\right)}\, l_{bd} \qquad \text{(C 5.15)}$$

în care:

$\left(\frac{A_s^{'}}{A_s}\%\right)$ reprezintă raportul exprimat în procente între secţiunea armăturilor care se întrerupe într-o secţiune şi secţiunea totală a barelor care se înnădesc, limitat superior la 1,5

k_s coeficient de amplificare a lungimii de suprapunere în situaţia în care înnădirea se face în zone critice, solicitate alternant, egal cu 1,25

Considerând condiţiile cele mai severe, rezultă:

$$l_0 = \frac{1{,}5x1{,}25}{4x2{,}25} \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} d_{bL} \approx 0{,}2 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} d_{bL} \qquad \text{(C 5.16)}$$

C.5.7.3(5) Condiţia este preluată identic din SR EN 1998-1:2004.

Structura expresiei evidenţiază faptul că presiunea exercitată asupra betonului în care este înglobată armătura, la tendinţa acestuia de despicare, respectiv de contracarare a eforturilor de întindere inelare, produse de interacţiunea dintre profilul armăturii şi betonul înconjurător, sunt dependente de aria armăturii transversale şi de intervalul dintre etrieri.

C 5.8. Fundaţii şi infrastructuri

C.5.8.1 Organizarea sistemului Eurocodurilor structurale, adoptate în mod firesc şi de sistemul naţional de coduri, prevede ca proiectarea geotehnică şi proiectarea structurilor de fundare să fie tratate într-un cod separat de Codul de proiectare seismică. Din acest motiv, se reţin aici pentru discuţie numai aspectele de principiu şi un număr redus de măsuri de proiectare.

Sistemul fundaţiilor, sau infrastructura, după caz, reprezintă o componentă esenţială a unei clădiri,a cărei integritate şi ale cărei proprietăţi de rigiditate şi rezistenţă influenţează decisiv răspunsul seismic al structurilor în ansamblu. În acelaşi timp, costul lucrărilor de fundaţie au o pondere foarte mare în costul total al construcţiei şi, din acest motiv, alegerea sistemului de fundare şi proiectarea lui corectă reprezintă una din operaţiile cele mai importante ale proiectării construcţiilor.

Fundaţiile se dezvoltă în plan atât cât este necesar pentru ca presiunile pe teren să fie suficient de mici pentru a putea fi suportate de pământul de fundare, un material cu rezistenţa de aproape 100 de ori mai mică decât materialul structural – betonul. Funcţie de tipul de structură şi de proprietăţile mecanice ale terenului, modul de realizare al fundaţiilor poate fi diferit: fundaţii izolate sau tălpi continue sub pereţi, fundaţii legate sau constituite de grinzi de fundare, radiere generale, fundaţii de adâncime, piloţi sau chesoane, infrastructuri complexe.

În condiţiile unei alcătuiri adecvate, infrastructurile reprezintă sistemul cel mai avantajos din punctul de vedere al rezistenţei structurii la forţe laterale şi al unei rezemări sigure pe teren. Sistemul este indicat, mai cu seamă, în cazul structurilor multietajate cu pereţi de beton armat.

În majoritatea cazurilor, infrastructura este constituită din elementele subsolului: grinzi de fundaţie de dimensiunile pereţilor de subsol interiori şi de contur, împreună cu plăcile planşeelor subsolurilor şi placa (radierul) situate la nivelul inferior al grinzilor.

Infrastructura poate îngloba şi structura primelor niveluri supraterane, dacă acestea sunt considerabil mai puternice decât cea a următoarelor niveluri. De asemenea, se poate realiza din elemente structurale, sub nivelurile funcţionale ale clădirii. Şi în cazul infrastructurilor se poate opta, atunci când terenul este slab sau când forţele laterale mari ar duce la pierderea contactului cu terenul prin desprindere pe o suprafaţă mare din amprenta construcţiei în teren, la fundarea pe piloţi, capabili sau nu, după necesităţi, de a dezvolta şi forţe de întindere semnificative.

Infrastructurile astfel alcătuite posedă înaltă capacitate de rezistenţă şi rigiditate, astfel încât au o comportare apropiată de cea a unui corp rigid. Consecinţa practică este că elementele verticale pot fi considerate încastrate la nivelul planşeului peste subsol, dimensionarea suprastructurii putând fi făcută pe acest model. De asemenea, în acest

caz incertitudinile privind distribuţia presiunilor pe teren sunt mai mici, iar mişcările relative între bazele elementelor verticale sunt minimizate.

Se consideră, în mod simplificat, dar nu şi acoperitor, că forţa axială de proiectare este cea obţinută în calculul structural la secţiunea seismică de proiectare.

În principiu, există două limite ale modelării fundaţiilor (infrastructurii) utilizate în proiectarea curentă:

- O modelare completă a ansamblului suprastructură – fundaţie rezemată elastic (prin resorturi Winkler, cu comportare liniară sau neliniară), încărcat cu forţele verticale şi laterale. Calculul efectuat cu metoda forţelor orizontale echivalente sau cu metoda modală cu spectru de răspuns furnizează eforturile din elementele fundaţiei, componente ale acestui ansamblu.
- O modelare a elementelor fundaţiei solicitate de forţele de legătură cu suprastructura aplicate în secţiunile tranversale de la baza elementelor verticale (stâlpi, pereţi) ale suprastructurii. În cazul cel mai complex al unor infrastructuri, acest tip de modelare echivalează ansamblul elementelor acestuia cu un planşeu tip reţea de grinzi orizontale, în care diferitele componente sunt caracterizate de proprietăţi de rigiditate echivalente conlucrării grinzilor (pereţilor) de fundare cu plăcile de fundaţie sau ale subsolului (subsolurilor). O asemenea modelare este aproximativă şi de cele mai multe ori neacoperitoare.

Prin proiectare se poate impune elementelor infrastructurilor un răspuns seismic elastic sau unul neliniar.

Răspunsul elastic se poate obţine în două situaţii:

- în cazul structurilor proiectate pentru clasa DCL, în zone cu seismicitate foarte joasă, cu răspuns elastic pentru ansamblul suprastructură – infrastructură; elementele se dimensionează la eforturile obţinute în combinaţia seismică de încărcări, pe baza prevederilor din SR EN 1998 – 1:2004.
- în situaţia când în modelul de calcul forţele transmise de suprastructură infrastructurii sunt cele asociate mecanismului de disipare (plastificare) a suprastructurii; o cale simplă, aproximativă, pentru a obţine valorile de proiectare ale eforturilor în elementele infrastructurii, este de a considera în calculul structural o forţă orizontală sporită faţă de forţa de proiectare prin amplificarea cu un factor de suprarezistenţă global. Pentru construcţii cu structură uniformă în plan şi suprarezistenţă moderată, acest factor de amplificare poate fi luat egal cu 1,5. Procedeul are în vedere şi componente ale mecanismului de rezistenţă la nivelul infrastructurii, care nu sunt considerate, de regulă, explicit în calcul: frecarea între teren şi pereţii de contur, presiunea pasivă, etc. În alte situaţii de alcătuire, valoarea factorului de amplificare trebuie modificată corespunzător.

O a doua abordare posibilă este aceea de a determina eforturile în elementele infrastructurii din calculul structural la forţa seismică de proiectare, pentru clasa de ductilitate selectată pentru suprastructură, DCH sau DCM. În acest caz, dimensionarea şi armarea elementelor sistemului de fundaţie se face cu respectarea regulilor specifice clasei de ductilitate considerate. O preocupare deosebită trebuie să existe pentru dimensionarea elementelor grinzilor (pereţilor de subsol) la valori ale forţei tăietoare

deduse pe baza principiilor proiectării la capacitate şi pentru respectarea măsurilor de ductilizare.

C.5.8.2 În general, problemele de proiectare cele mai dificile intervin la infrastucturile complexe ale structurilor cu pereţi de beton armat. Aceste probleme sunt discutate în volumul de comentarii ale Codului de proiectare pentru structurile cu pereţi de beton armat CR2-1-1.1:2011.

Dintre măsurile de proiectare date la 5.8.2 se reţin aici numai două.

C.5.8.2 (2) În grinzile de legătură între fundaţii apar, pe lângă momente încovoietoare şi forţe tăietoare, şi forţe axiale rezultate din deplasările orizontale relative între fundaţii, pe care calculul structural nu le evidenţiază explicit. În SR EN 1998-1:2004, aceste forţe au valori care reprezintă fracţiuni din forţa axială de proiectare adusă de elementele verticale pe fundaţii, depinzând de natura terenului. Forţele de legătură se determină cu relaţia $kN_{Ed}\, a_g / g$, în care a_g este acceleraţia de vârf de proiectare, N_{Ed} este forţa axială de proiectare, iar k este un factor care ia valori de la 0,3, în cazul terenurilor slabe, la 0,6 în cazul terenurilor foarte slabe.

C.5.8.2 (4) Armătura orizontală montată în radier trebuie să preia momentele încovoietoare produse de presiunile pe teren, dar trebuie să controleze si fisurarea din contracţie a betonului din radier. Este acceptat astăzi că procentul de armare care permite limitarea necesară a deschiderii fisurilor este de cel putin 0,20% la fiecare faţă a plăcii de bază. Se recomandă ca grosimea radierului să fie astfel aleasă încât armătura de încovoiere necesară să fie 0,25%, atât cât asigură şi controlul fisurării de contracţie.

C 5.9. Efecte locale datorate interacţiunii cu pereţii nestructurali

C5.9 La alcătuirea pereţilor de umplutură din zidărie din corpuri ceramice se pot avea în vedere două conceptii:

(a) izolarea elementelor cadrelor de panourile de zidărie prin prevederea unor fâşii înguste din materiale deformabile între zidărie şi elementele structurale;

(b) păstrarea contactului perimetral între panouri de zidărie şi stâlpii şi grinzile structurii de beton armat.

În acest din urmă caz, panourile de umplutură interacţionează cu structura şi, indiferent dacă sunt considerate în capacitatea de rezistenţă laterală a construcţiei, sau nu, acestea se manifestă în realitate ca elemente structurale şi, până la eventuala lor distrugere la acţiunea unui cutremur puternic, panourile preiau o anumită fracţiune din încărcarea laterală.

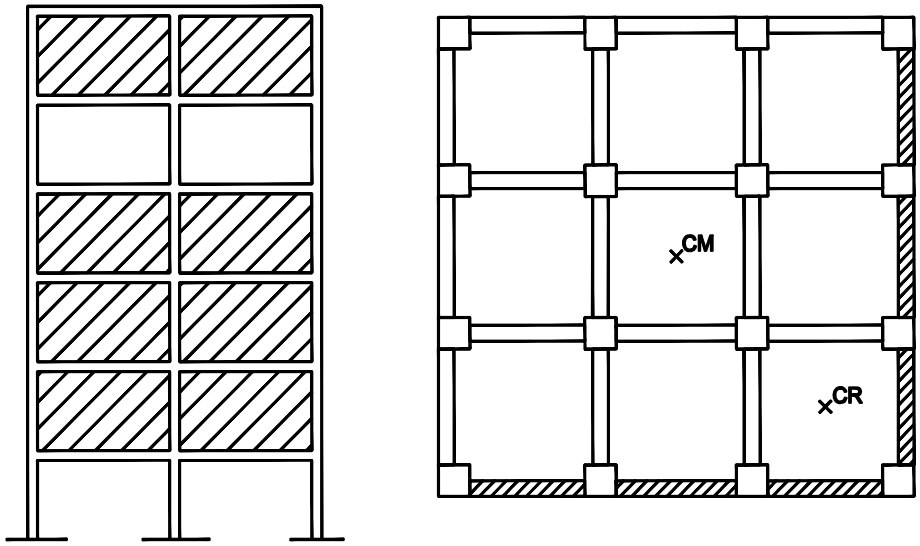
În practica de proiectare, în situaţia (b) există două abordări posibile:

- zidăria de compartimentare şi de închidere, plasată între elementele cadrului, este considerată element structural, parte constitutivă a mecanismului structural pentru forţe laterale şi, ca urmare, trebuie armată;
- nu se contează pe aportul structural al zidăriei, dar prin proiectare se iau măsuri care să ţină seama de efectele interacţiunii structură - perete de umplutură; trebuie asigurate exigenţele de comportare ale panourilor de

umplutură la SLU, caz în care zidăria avariată nu trebuie să cadă şi să prezinte risc pentru vieţile oamenilor, şi la SLS, caz în care degradările zidăriei trebuie să fie moderate şi uşor reparabile ca urmare a dimensionării corespunzatoare a rigidităţii laterale a cadrelor.

Cele mai importante efecte ale interacţiunii panourilor de umplutură cu structura tip cadru sunt următoarele:

- sporirea rigidităţii laterale a structurii; pentru cazul unor structuri flexibile situate în zone seismice caracterizate de valori mici ale perioadei T_c, forţele seismice cresc peste nivelul corespunzător structurii pure;
- crearea unor neregularităţi pe verticală (succesiuni de niveluri rigide şi flexibile, Fig.C5.30a) şi pe orizontală, prin sporirea torsiunii de ansamblu ca urmare a modificării poziţiei centrului de rigiditate (Figura C 5.33, b); la proiectarea clădirilor în zone seismice asemenea situaţii trebuie evitate întotdeauna;



(a) (b)

Figura C 5.33.

- crearea unor condiţii de solicitări de tip elemente scurte, cu risc de rupere la forţe tăietoare (Figura C 5.34), pentru că forţa tăietoare pe porţiunea deformabilă a stâlpului este substanţial mai mare decât cea care poate apărea într-un stâlp liber.

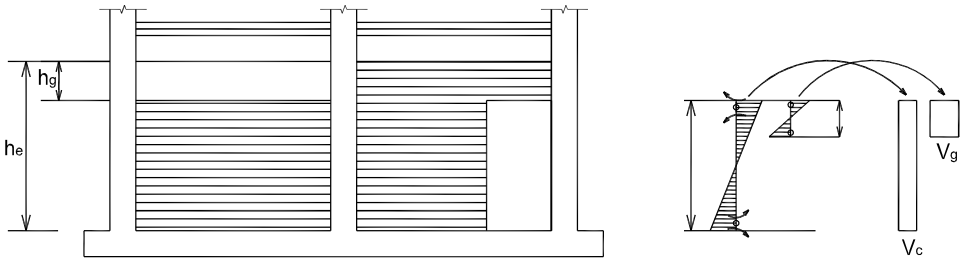


Figura C 5.34.

Pentru a evita asemenea ruperi, în aceste cazuri se recomandă separarea pereţilor nestructurali de elementele structurii.

Acţiunea structurală a panoului de zidărie poate fi modelată sub forma unei bare comprimate cu direcţia diagonalei panoului, funcţie de sensul de atac al cutremurului (Figura C 5.35). Acţiunea diagonalei devine substanţială după apariţia fisurilor de întindere înclinate şi după desprinderea zidăriei de elementele cadrului în vecinătatea colţurilor unde s-ar aplica diagonala întinsă.

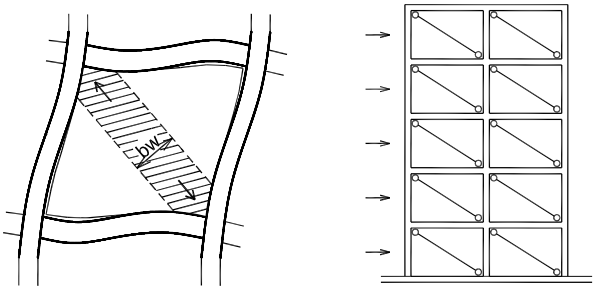


Figura C 5.35.

Ansamblul constituit din cadrul de beton armat şi panourile de zidărie poate ceda în mai multe moduri sub acţiunea forţelor laterale:

(a) La încovoierea de ansamblu ca un perete structural cu alcătuire compozită, similar cu pereţii structurali din beton armat (Figura C 5.36). Pentru aceasta este necesar ca inima de zidărie a pereţilor să fie suficient de groasă pentru a nu se rupe la forţa tăietoare, iar armătura inimii din zidărie armată să fie conectată eficient de stâlpii de beton armat.

(b) Prin zdrobirea diagonalei comprimate constituită în inima de zidărie a peretelui compozit. Lăţimea efectivă a diagonalei comprimate depinde de mai mulţi parametri, între care raportul între rigidităţile panoului şi ale cadrului, curbele caracteristice ale materialelor, nivelul de solicitare.

(c) Dacă acţiunea seismică continuă după ruperea panoului de zidărie, practic întreaga forţă laterală se transmite stâlpilor (bulbii peretelui compozit), care se pot rupe prin încovoiere sau forfecare.

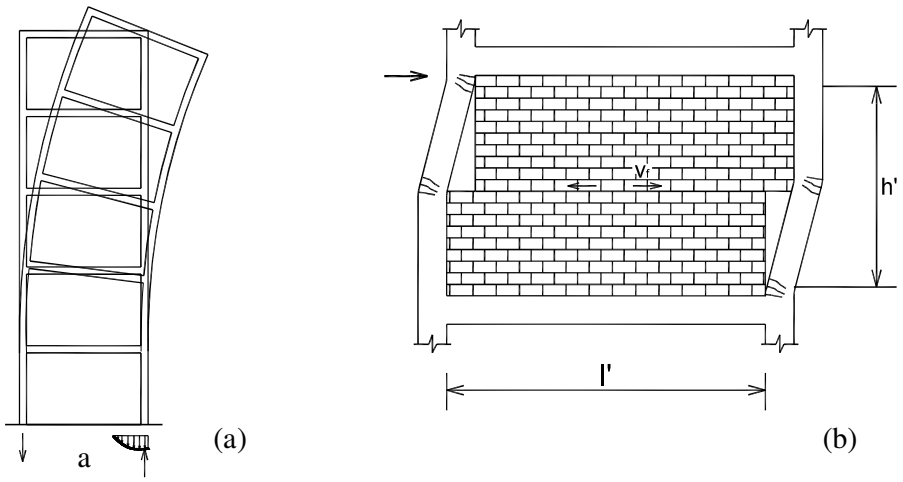


Figura C 5.36.

(d) Prin lunecarea peretelui în lungimea unui rost orizontal, prin care se crează un efect de "îngenunchiere" a cadrului la nivelul respectiv (Figura C 5.36, b). Un asemenea mod de cedare se manifestă dacă forţa diagonală asociată producerii eforturilor, v_f, care generează lunecarea, este mai mică decât rezistenţa la compresiune în lungul diagonalei. Cu notaţiile din Figura C 5.36, b, valoarea forţei diagonale corespunzătoare producerii lunecării [Paulay, Priestley, 1992] este :

$$R_d^{'} = \frac{0.04 f_m^{'}}{1 - 0.3\left(h^{'}/l^{'}\right)} b_w \cdot t \qquad \text{(C 5.17)}$$

în care,

$f_m^{'}$ rezistenţa de proiectare la compresiune a zidăriei;

t grosimea zidăriei

b_w lăţimea diagonalei echivalente

Dupa lunecarea zidăriei, rezistenţa laterală a ansamblului este asigurată de stâlpi, care pot ceda la încovoiere sau, cel mai adesea, la forfecare.

În cazul unei alcătuiri identice a zidăriei pe înălţimea clădirii, avarierea zidăriei prin zdrobirea după diagonală sau prin lunecarea pe rost intervine, de regulă, la primul nivel. Prin dispariţia panoului de umplutură la primul nod, structura se transformă într-una cu un nivel slab, unde se concentrează în continuare deformaţiile plastice. Din schema aproximativă de comportare din **Error! Reference source not found.**, rezultă că cerinţa de ductilitate la elementele primului nivel sunt mult mai mari decât în cazul unei structuri cu deformabilitate uniformă pe verticală.

Din cele prezentate rezultă că este destul de dificil să se controleze răspunsul seismic al unei structuri compozite cum este cadrul de beton armat în interacţiune cu pereţi de umplutură. Această constatare este valabilă mai ales pentru cazul în care zidăria este nearmată. În asemenea situaţii, pentru a proteja stâlpii de la primul nivel, măsurile de armare transversală pentru zonele critice se extind pe toată înălţimea acestui nivel.

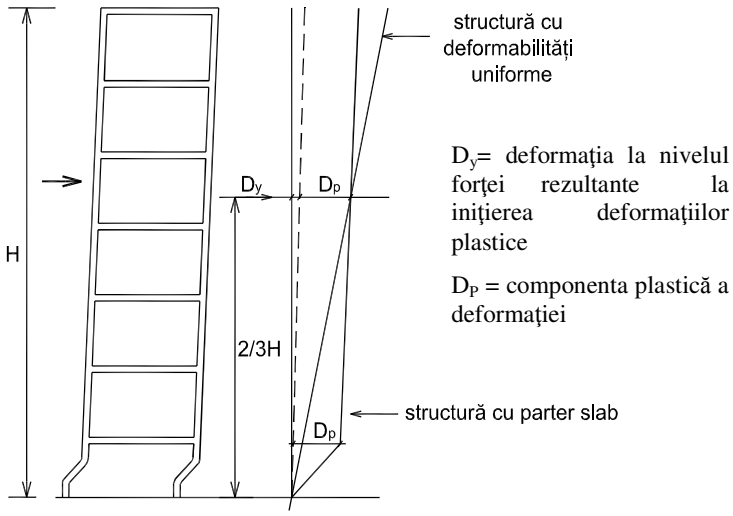


Figura C 5.37.

Panourile de zidărie trebuie asigurate şi pentru forţele de inerţie perpendiculare pe planul lor. Prăbuşirea în lateral a pereţilor reprezintă pericolul cel mai important produs de aceste elemente pentru viaţa oamenilor. În cazul unor panouri armate şi conectate eficient de rame de beton armat, panoul poate fi tratat ca o placă plană rezemată pe contur, încărcată normal pe planul acesteia.

Studiile experimentale au pus în evidenţă faptul că şi panourile nearmate (zidărie simplă) pot susţine importante forţe normale pe planul lor, datorită formării unui efect de boltă între reazemele peretelui pe orizontală şi verticală, chiar după fisurarea la încovoiere a panourilor Figura C 5.37.

Acest mecanism de rezistenţă este însă influenţat negativ de prezenţa unor spaţii libere (rosturi libere) pe contur între panouri şi rama de beton armat. Asemenea goluri pot proveni dintr-o umplere incompletă a acestor spaţii cu mortar sau ca urmare a desprinderii pe contur (în zona diagonalei întinse, Figura C 5.35) datorate forţelor acţionând în planul peretelui. De asemenea, dacă materialul este puternic degradat de acţiunea forţelor din planul peretelui, acţiunea de boltă devine mult mai putin eficientă.

Rezultă că umplutura nearmată nu asigură un material structural satisfăcător, cu excepţia, poate, a clădirilor joase (orientativ, până la două niveluri) cu ramă rigidă.

Bibliografie:

ATC (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. Report ATC 40, Redwood City, CA.

CEB (1998), Ductility of Reinforced Concrete Structures, Bull. D'Information 242, T. Telford (ed.), London.

CEN (2004). EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance / Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, Bruxelles, 250 pp.

Fajfar, P. and Fischinger, M. (1989). N2 – A method for non-linear seismic analysis of RC buildings, Proc. of the 9th WCEE, Tokyo, vol. V, p. 111-116.

Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. Earthq. Spectra, 16(8).

FIB (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings, Bulletin 25, Lausanne, Elveţia, 192 pp.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N. şi Park, R., (1988), Theorteical Stress-Strain Model for confined Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 114, No. 8, pp. 1827-1849.

Ministerul Lucrărilor Publice (2006), CR 2 – 1 – 1.1: Cod de proiectare a construcţiilor cu pereţi structurali de beton armat, Bucureşti.

Ministerul Lucrărilor Publice (1992), P100/92: Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe, agrozootehnice şi industriale, INCERC Bucureşti, Buletinul Construcţiilor, no. 1-2, 1992, 151 p.

Panagiotakos, T.B. şi Fardis, M.N., (2001), Deformations of Reinforced Concrete Members at Yelding and Ultimate, ACI Structural Journal, V.98, No. 2, pp. 135-148.

Park, Y.J. şi Ang, A.M.S. (1985), Mechanistic Siesmic Damage Model of Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 111, No. 4, pp. 722-739.

Paulay, T. şi Priestley, M.J.N. (1992), Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons Inc., New York, 744 p.

Postelnicu, T. şi Zamfirescu, D., (1998), Lateral stiffness assessment of multistory RC frames structures, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris.

Postelnicu, T. şi Zamfirescu, D., (1999). Comparison between displacement methods used for assessment of RC structures. Performance of RC frame structures designed according present Romanian codes. Proc. 1st Romanian-American Workshop, Iaşi, Romania.

Postelnicu, T. şi Zamfirescu, D., (2001). Towards displacement-based methods in Romanian seismic design code. Earthquake Hazard and Countermeasures for Existing Fragile Buildings, Eds. D. Lungu & T.Saito, Bucureşti, pp. 169-142.

Ruşanu, Cr., Pascu, R., (2003). Nonlinear static analysis for an existing reinforced concrete building. Buletinul Stiintific al UTCB, nr. 1/2003, pp. 27-39.

SR EN 1998-1:2004 Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur, Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri

Takeda, T., Sozen, M.A. şi Nielsen, N.N., (1970), Reinforced Concrete response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, V. 96, No. ST 12, pp. 2557-2573.

Paulay, T. (1986). A critique of the Special Provisions for Seismic Design of Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-82). În: Journal of the ACI, martie-aprilie 1986.

Vecchio, F.J. şi Colins, M.P. (1986). The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Struct. J., 83(2), p. 219-231.

C 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DIN OŢEL

C 6.1 Generalităţi

Capitolul 6 din normativul P100-1, se bazează în principal pe SR EN 1998-1:2004 „Proiectarea structurilor rezistente la cutremur. Reguli generale, acţiuni seismice şi prevederi pentru clădiri", cu unele completări şi modificări.

C 6.1.1 Obiect şi domeniu de aplicare

(1) Prevederile din acest capitol se referă exclusiv la clădiri cu structura metalica (construcţii civile, industriale, agricole şi alte tipuri de construcţii metalice cu structura similara cu cea a clădirilor (platforme industriale, estacade, structuri în cadre pentru susţinerea turnurilor şi cazanelor termocentralelor, etc.).

(2) Prezentul cod implementează criterii de verificare pentru rezistența elementelor structurale şi a îmbinărilor în formatul SR EN 1993-1-1 "Reguli generale şi prevederi pentru proiectarea structurilor din otel pentru clădiri, respectiv partea SR EN 1993-1-8 "Calculul şi proiectarea îmbinărilor".

C 6.1.2 Principii de proiectare

Caracterizarea tipului de comportare a unei structuri, disipativă sau nedisipativă, pentru calcul, în cazul aplicării metodelor de calcul în domeniul elastic (cu forțe statice echivalente sau pe baza spectrelor de răspuns) se realizează prin intermediul factorului de comportare q. În Figura C 6.1 este prezentată o relaţie tipică dintre forţa tăietoare la bază şi deplasarea la vârf a unei structuri. Pentru simplificarea răspunsului neliniar al structurii se adoptă adeseori o idealizare biliniară. Valoarea factorului q depinde de următorii factori:

- suprarezistenţa de proiectare $q_{Sd} = F_1 / F_d$, care provine din:
  - dimensionarea structurii din alte condiţii decât rezistenţa la cutremur (rezistenţă în gruparea fundamentală de încărcări sau limitarea deplasărilor relative de nivel la starea limită de serviciu seismică)
  - evitarea unei variaţii prea mari a numărului de secţiuni pentru a uniformiza şi simplifica procesele de proiectare şi execuţie
  - o rezistenţă reală a materialelor mai mare decât cea nominală, etc.
- redundanta structurala $q_R = V_y / V_1$ reprezintă capacitatea de redistribuţie plastică a structurii, după formarea primei articulaţii plastice
- ductilitatea structurii $q_\mu = F_e / F_y$ caracterizează capacitatea de deformare postelastică fără o reducere semnificativa a caracteristicilor de rezistenţă şi rigiditate

În relaţiile de mai sus s-au folosit următoarele notaţii:

F_e – forţa corespunzătoare unui răspuns infinit elastic;

F_y – forţa de curgere a sistemului;

F_1 – forţa la formarea primei articulaţii plastice;

F_d – forţa de proiectare.

Valoarea totală a factorului de comportare q poate fi exprimată ca produsul suprarezistenţei de proiectare, a redundanţei şi a factorului de reducere datorat ductilităţii: $q = q_{\mu} \cdot q_{Sd} \cdot q_R$

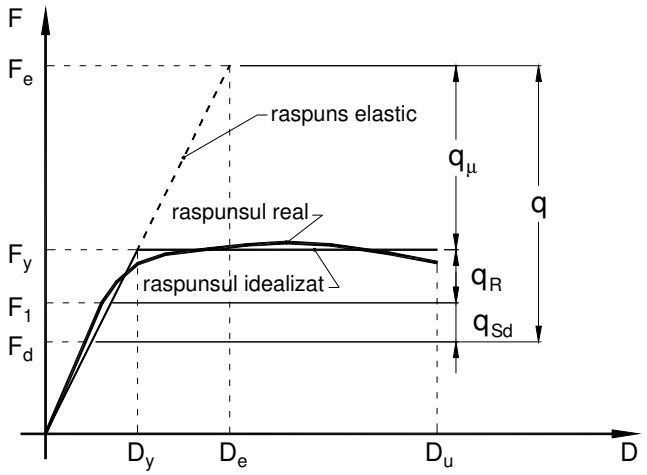


Figura C 6.1. Definiţia componentelor factorului de comportare q

În principiu, orice structură conformată şi dimensionată corect, poseda suprarezistenţă de proiectare datorită coeficienţilor parţiali de siguranţa utilizaţi la definirea rezistentelor de calcul şi a încărcărilor folosite la proiectare. Structurile static nedeterminate posedă în plus şi o redundanţă structurală. În consecinţă, pentru o structură alcătuită şi dimensionată în mod corect, valoarea efectivă a factorului q este întotdeauna supraunitara. Cea de-a treia componentă a factorului q, dată de ductilitate, este şi cea mai importantă. Aceasta presupune asigurarea ductilităţii la nivelului materialului, a secţiunilor elementelor structurale, a elementelor structurale şi îmbinărilor dintre ele, a structurii în ansamblul ei.

Structurile alcătuite şi dimensionate pentru a asigura cerinţele privind suprarezistenţa, redundanţa şi ductilitatea sunt denumite structuri disipative şi sunt încadrate în conformitate cu P100-1 în clasele de ductilitate DCH sau DCM.

Structurile care nu îndeplinesc toate condiţiile de ductilitate dar posedă suprarezistenţă structurala sunt considerate slab disipative şi încadrate în clasa de ductilitate DCL. Structurile slab disipative alcătuite din elemente cu secţiune de clasa 1, 2 sau 3 pot fi proiectate pe baza unui factor $1 \le q \le 1{,}5$. Structurile slab disipative alcătuite din elemente cu secţiune de clasa 1, 2 sau 3 se dimensionează şi verifica pe baza prevederilor din SR EN 1993-1-1.

Structurile cu elemente de clasa 4 se calculează pe baza unui factor $q = 1$ şi se verifica în conformitate cu prevederile din SR EN 1993-1-3 sau SR EN 1993-1-5.

C 6.1.3 Verificarea siguranţei

(1) Solicitarea ciclică indusă de acţiunea seismică poate conduce la fenomene de oboseală în domeniul plastic (oligocilic). Pentru a ţine cont de acest fenomen, coeficienţii parţiali de siguranţă γ_M pentru verificarea la starea limită ultimă în situaţia seismică de proiectare sunt majoraţi faţă de cei utilizaţi în situaţia normală de proiectare (gruparea fundamentală de încărcări).

(2) La proiectare se va ţine cont de posibilitatea ca limita de curgere efectivă a oţelului ($f_{y,act}$), să fie mai mare decât limita de curgere nominală (f_y), prin introducerea unui coeficient de amplificare a limitei de curgere $\gamma_{ov} = \frac{f_{y,act}}{f_y}$. Limita de curgere efectivă a oţelului se determină prin încercări experimentale pe materialele folosite la execuţia structurii. În lipsa unor astfel de încercări, se pot folosi valorile recomandate la 6.2(5).

C 6.2 Condiţii privind materialele

(1 - 2). Pentru structurile din clasele DCH şi DCM de ductilitate, în elementele disipative (care conţin zone plastice potenţiale) se vor utiliza oţeluri cu proprietăţi de ductilitate definite prin:

- raportul dintre rezistenţa la rupere f_u şi limita minimă de curgere f_y va fi cel puţin 1,20
- alungirea la rupere va fi cel puţin 20%
- un palier de curgere distinct, cu alungire specifică la sfârşitul palierului de curgere de cel puţin 1,5%.

(3) Elementele din tabla cu grosimi > 16mm solicitate la întindere perpendicular pe planul lor sunt susceptibile de apariţia destrămării lamelare. Riscul de apariţie a acestui fenomen este semnificativ în cazul plăcilor de capăt ale grinzilor în cazul îmbinărilor grinda-stâlp în zona afectata termic de sudura dintre talpa grinzii şi placa de capăt. Riscul de destrămare lamelara poate sa apară şi în cazul grinzilor sudate direct de talpa stâlpului, în cazul stâlpilor sudaţi de placa de baza sau în cazul îmbinărilor de continuitate realizate cu flanşe.

În vederea evitării riscului de destrămare lamelara, se recomanda următoarele măsuri:

- evitarea soluţiilor constructive care conduc la tensiuni semnificative de întindere în direcţia grosimii din cauza sudarii şi din efectul încărcărilor exterioare;
- daca astfel de soluţii nu pot fi evitate, este necesară utilizarea unor mărci de oţel cu o valoare minima a gâtuirii Z_z la încercarea la tracţiune pe epruvete prelevate pe direcţia grosimii (încercare efectuata conform SR EN ISO 6892-1:2010):
  $Z_z \geq Z_{z,nec}$
  în care $Z_{z,nec}$ este valoarea minimă necesară a gâtuirii şi se determină conform procedurii din SR EN 1993-1-10.

(5) Valoarea medie a limitei de curgere a oţelului este în general mai mare decât cea nominală şi depinde de marca oţelului şi tipul de produs siderurgic (table, profile, etc.). Valorile suprarezistenţei de material prevăzute în cod au la bază studiile efectuate în cadrul proiectului OPUS (2010) pe un eşantion de 13000 de epruvete prelevate din laminate de oţel (HEA, HEB, IPE, UPN, IPN) de la producători europeni, care au indicat valori diferite ale suprarezistenţei de material γ_{ov} în funcţie de marca oţelului.

(6) În zonele disipative se limitează valoarea limitei de curgere, $f_{y,max}$, a materialului din elementele structurale respective pentru a asigura concordanţa între mecanismul de

disipare proiectat şi răspunsul real al structurii. Limita de curgere, $f_{y,max}$, nu va fi mai mare decât limita de curgere nominala amplificata cu γ_{ov} ($f_{y,\max} \le \gamma_{ov} f_y$).

(7) Îmbinările cu şuruburi ale elementelor structurale care participa la preluarea şi transmiterea acţiunii seismice (grinzi şi stâlpi la cadre necontravantuite, grinzi, stâlpi şi contravântuiri la cadre contravantuite) se vor proiecta cu şuruburi de înalta rezistenta grupa 8.8 şi 10.9.

Elementele care nu participa la preluarea şi transmiterea acţiunii seismice (ex. grinzi secundare de planşeu), pot fi îmbinate şi cu şuruburi din grupele de calitate 4.6, 5.6, 5.8 şi 6.8.

(8) În general, şuruburile de ancoraj ale stâlpilor în fundaţii se recomanda sa se realizeze din oteluri din grupe de calitate 4.6 şi 5.6. Atunci când se folosesc şuruburi de ancoraj din grupele de calitate 5.8, 6.8 şi în mod special în situaţia în care se folosesc şuruburi cu caracteristici fizico-mecanice similare grupei de calitate 8.8, trebuie sa acorde o atenţie sporita clasei betonului respectiv a sistemelor de ancorare. În principiu, trebuie sa existe compatibilitate între rezistența la întindere a şuruburilor şi aderenta dintre acestea şi betonul din fundaţie.

C 6.3 Tipuri de structuri şi factori de comportare

C 6.3.1 Tipuri de structuri

Cadre necontravântuite

Capacitatea de rezistență şi rigiditate a structurii solicitate la acţiunea seismică este asigurată în principal de rezistența şi rigiditatea la încovoiere a grinzilor şi stâlpilor precum şi de capacitatea de transmitere a momentelor încovoietoare la nivelul îmbinărilor dintre grinzi şi stâlpi, respectiv a îmbinărilor dintre stâlpi şi fundaţii.

Pentru cadrele necontravântuite cu îmbinări riglă-stâlp rigide, articulaţiile plastice se vor dirija la capetele grinzilor. Pentru a asigura suprarezistența îmbinării față de elementul îmbinat, se poate reduce local secţiunea tălpilor grinzii – soluţia "dog-bone". Zonele disipative pot fi situate şi în stâlpi, respectiv la baza acestora (deasupra prinderii în fundaţii) şi la partea superioară a stâlpilor de la ultimul etaj.

P100-1 permite utilizarea îmbinărilor riglă-stâlp semirigide şi parţial rezistente (în conformitate cu clasificarea din SR EN 1993-1-8), dacă îmbinările au capacitate de rotire totală suficientă (cel puţin egala cu 0,04 rad pentru clasa DCH de ductilitate, respectiv 0,03 rad pentru clasa DCM de ductilitate). Formarea articulațiilor plastice în îmbinări este permisă în condiţiile în care rigiditatea şi capacitatea reală de rezistență sunt luate în calcul în analiza structurii.

În cazul cadrelor parter cu îmbinări riglă stâlpi rigide şi de rezistenţă completă şi cu prinderi rigide în fundaţii, articulaţiile plastice se pot forma la partea superioară şi la baza stâlpilor, cu condiţia ca forţa axială de compresiune din stâlpi, N_{Ed}, să îndeplinească condiţia $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,3$ (N_{Ed} – efortul axial de proiectare în gruparea de încărcări care conţine acţiunea seimică; $N_{pl,Rd}$ – rezistenţa plastică a secţiunii la compresiune centrică).

Cadrele contravântuite centric

Cadrele contravântuite centric sunt acele cadre cu contravântuiri la care axele elementelor structurale se întâlnesc în noduri şi formează o structura verticală triangulată (vezi Figura C 6.2).

În aceasta categorie intră următoarele sisteme structurale (vezi Tabelul 6.3 din P100-1):

- Contravântuiri cu diagonale întinse active, la care forţele orizontale sunt preluate numai de diagonalele întinse, neglijând diagonalele comprimate.
- Contravântuiri cu diagonale în V, la care forţele orizontale sunt preluate atât de diagonalele întinse cât şi cele comprimate. Punctul de intersectare al acestor diagonale este situat pe grindă, care trebuie să fie continuă.

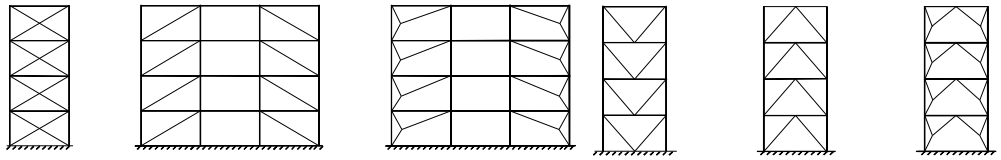


Figura C 6.2. Sisteme constructive cu contravântuiri centrice.

Pentru asigurarea unei comportări ductile a acestor sisteme, este necesar ca secţiunile diagonalelor sa fie de clasa 1 pentru clasa de ductilitate structurală DCH şi clasă 1 sau 2 pentru clasa de ductilitate structurală DCM. Prinderile diagonalelor trebuie sa asigure nivelul de suprarezistenta specificat în 6.5.5 din P100-1.

Utilizarea unor contravântuiri având secţiuni cu supleţe ridicată poate sa conducă la o voalare prematura a acestora, chiar şi la nivele reduse ale deplasărilor relative de nivel şi implicit la o ductilitate redusa a elementelor.

Se pot folosi şi alte sisteme de contravântuiri, de exemplu contravântuiri în X pe doua nivele sau contravântuiri în V cu bara verticala de legătura (vezi Figura C 6.3).

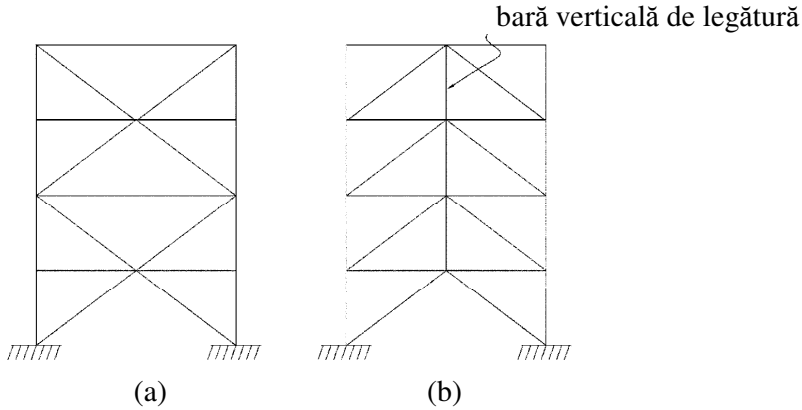


Figura C 6.3. Cadre cu contravântuiri în X pe două nivele (a) şi contravântuiri în V cu bara verticala de legătura (b), AISC (2005).

Aceste cadre pot fi proiectate cu o comportare post elastică similară cadrelor contravântuite în X. Aceste doua sisteme au avantajul ca asigura o reducere a forţelor transmise grinzilor după flambajul contravântuirilor comprimate. Sistemul cu contravântuiri în X pe doua nivele este în general mai flexibil decât sistemul cu

contravântuiri în V, pe de alta parte sistemul cu bara verticala de legătura asigura o uniformizare a eforturilor axiale din contravântuiri pe înălţimea structurii. Folosirea acestor doua sisteme reduce riscul formarii mecanismelor de nivel.

Cadre contravântuite excentric

Caracteristica principală a acestor sisteme constă în transmiterea forţei axiale din contravântuiri prin intermediul unui segment de grindă, denumit bară disipativă (link), solicitat la forfecare şi încovoiere (vezi Figura C 6.4).

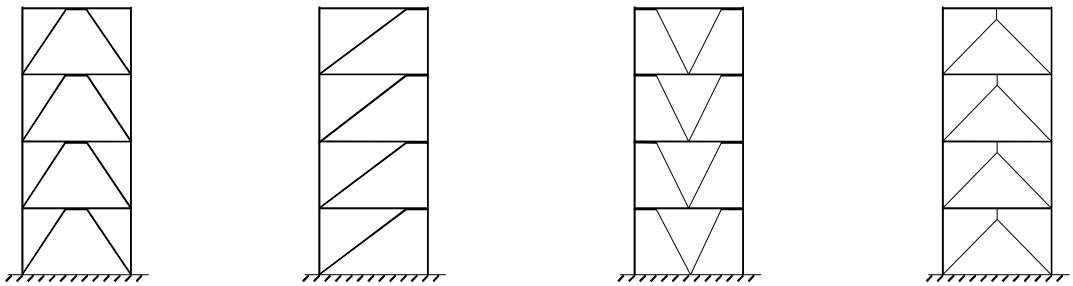


Figura C 6.4. Sisteme constructive cu contravântuiri excentrice.

Avantajul cadrelor cu contravântuiri excentrice consta în faptul ca printr-o alcătuire şi dimensionare corespunzătoare a sistemului structural, se poate obţine o rigiditate similară celei oferite de cadrele cu contravântuiri centrice, simultan cu caracteristici de ductilitate specifice cadrelor necontravantuite.

Structuri de tip pendul inversat

Aceste structuri sunt caracteristice pentru castele de apă, platforme sau structuri parter care susţin greutăţi mari, cum ar fi cele pentru silozuri, buncăre, etc.

Structuri metalice asociate cu nuclee sau pereţi de beton armat

La aceste structuri, forţele orizontale sunt preluate în principal de diafragme sau nuclee de beton armat (tabel 6.3.e). Cadrele metalice, de regula necontravantuite, se dimensionează din acţiuni gravitaţionale. Calculul elementelor din beton armat se face în conformitate cu prevederile din capitolul 5 al P100-1. Calculul structurii metalice se face în conformitate cu prevederile din SR EN 1993-1-1 şi SR EN 1993-1-8.

În cazul structurilor nesimetrice, sau simetrice dar cu o distribuţie excentrica a maselor, trebuie luate masuri pentru preluarea efectelor de torsiune deoarece nucleul de beton armat nu asigură întotdeauna rigiditatea la torsiune necesară. În acest caz se recomanda realizarea unei analize pe un model spaţial. Rezultatul analizei structurale poate conduce la necesitatea introducerii unor contravântuiri verticale în structura metalica, de preferat în cadrele perimetrale. În acest caz structura se dimensionează în conformitate cu prevederile relevante din P100-1.

Structuri duale (cadre necontravântuite asociate cu cadre contravantuite)

În general, pentru structura unei clădiri nu se pot folosi numai cadre contravantuite, acestea fiind de regulă asociate cu cadre necontravantuite. În situaţia în care cadrele necontravantuite sunt proiectate sa preia cel puţin 25% din acţiunile orizontale, sistemul structural compus (cadre necontravantuite şi contravantuite) se numeşte sistem dual. În principiu, un sistem dual se poate obţine prin combinarea cadrelor

contravantuite şi necontravântuite în acelaşi plan (structură 2D), sau în plane diferite pe aceeaşi direcţie (structură 3D), conlucrarea fiind asigurată de efectul de diafragmă al planşeului.

Se pot realiza structuri duale prin combinarea cadrelor necontravântuite cu cadre contravântuite centric respectiv cu cadre contravântuite excentric. Pentru ambele sisteme compuse, în P100-1 sunt prevăzute valori distincte ale factorilor de comportare q.

Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat

Caracteristica principală a contravântuirilor împiedicate la flambaj este dată de răspunsul histeretic cvasi-simetric, care se datorează prevenirii flambajului la compresiune. Aceste contravântuiri se compun de regulă dintr-un miez de oţel înglobat într-o teacă metalică umplută cu mortar, care are rolul de a preveni flambajul miezului din otel. La fel ca in cazul contravântuirilor centrice obişnuite, dispunerea contravântuirilor împiedicate la flambaj trebuie făcuta astfel încât axele barelor să se întâlnească într-un punct. Comportarea histeretică stabilă a contravântuirilor cu flambaj împiedicat conduce la un răspuns seismic superior faţă de cel al cadrelor cu contravântuiri centrice clasice. Acest fapt oferă posibilitatea folosirii unor factori de comportare q mai mari.

C 6.3.2 Factori de comportare

(1-2) Semnificaţia factorului de comportare q a fost prezentată în paragraful C 6.2, respectiv Figura C 6.1. Valorile factorului q asociate diferitelor tipuri de structuri sunt prezentate în tabelul 6.3 din P100-1. Valorile din tabel pot fi utilizate cu condiţia respectării criteriilor de ductilitate şi suprarezistentă precizate în paragrafele 6.5-6.11, respectiv cele cu privire la calitatea materialelor din capitolul 6.2 şi a calităţii execuţiei din capitolul 6.12. Se subliniază faptul că utilizarea valorilor din tabelul 6.3 se poate face doar în condiţiile satisfacerii criteriilor de regularitate a structurii, precizate în capitolul 4.4.3.

În situaţia în care structura este neregulată în elevaţie, valorile factorului de comportare q date în tabel se reduc cu 20%. Această reducere se explică prin faptul că neregularitatea pe verticală (nivele cu rigiditate şi/sau rezistenţă substanţial diferite de nivelele adiacente) poate genera apariţia unor mecanisme plastice de nivel. În cazul în care structura prezintă neregularitate atât în plan cât şi pe verticală, se recomandă reducerea cu cel puţin 30% a valorii de referinţă a factorului q (dată în tabelul 6.3 din P100-1).

(3-4) Valorile raportului α_u/α_1 prezentate în tabelul 6.3 din P100-1 pentru diverse tipuri de structuri reprezintă redundanţa structurală definită prin factorul q_R (vezi Figura C 6.1). Teoretic, acest raport are valoarea 1 doar în cazul structurilor static determinate, care pot forma o singură articulaţie plastică. Valori mai exacte ale raportului α_u/α_1 se pot determina printr-o analiză statică neliniară (pushover), caz în care acest raport se limitează la valoarea 1,6.

(5) Factorul q se va determina independent pentru fiecare direcţie principală a structurii, în funcţie de tipul structural considerat, cu valorile date în tabelul 6.3 din P100-1. În principiu, se recomandă ca structura să fie conformată astfel încât să aibă rigidităţi şi capacităţi de deformare în domeniul post-elastic comparabile pe cele două

direcţii. În practică se întâlnesc însă numeroase situaţii în care pe o direcţie se utilizează cadre necontravântuite, iar pe cealaltă cadre contravantuite sau cadre duale.

C 6.4 Calculul structurii

(1-2) O structură bine conformată pentru a prelua acţiunile seismice trebuie să asigure prin alcătuire, calcul, dimensionare şi detalii constructive un echilibru între rezistenţă, rigiditatea şi ductilitatea elementelor structurale şi a îmbinărilor acestora. În acest context, calculul structurii se realizează în ipoteza că toate elementele structurale componente sunt active. Excepţie fac structurile în cadre contravantuite centric cu diagonale care lucrează numai la întindere (în X sau alternante). În aceste cazuri, dacă nu se efectuează un calcul neliniar, se neglijează aportul contravântuirilor comprimate la preluarea acţiunii seismice. Spre exemplu, în cazul unei analize elastice cu forţe statice echivalente, se vor considera doar contravântuirile întinse pentru un sens al forţelor; vor fi deci două modele structurale pentru cele două sensuri ale acţiunii seismice. În cazul unui calcul modal cu spectre de răspuns, se pot utiliza cele două modele structurale menţionate anterior, dar eforturile şi reacţiunile de calcul se vor obţine din înfăşurătoarea rezultatelor celor două analize structurale.

Modelarea structurii pentru analiză va ține seama de efectul de diafragmă orizontală dat de planşee, care se vor proiecta ca atare în conformitate cu prevederile de la 4.4.1.6.

În cazul în care se acceptă îmbinări semirigide şi/sau parţial rezistente, în analiza globală statică sau dinamică se va ţine seama de rigiditatea şi de rezistența acestora.

C 6.5 Reguli pentru comportarea disipativă a structurilor

C 6.5.1 - C 6.5.4

Ductilitatea unei structuri solicitată la acţiunea seismică este dată de capacitatea structurii de a disipa energia indusă de mişcarea seismică prin deformaţii plastice. Ductilitatea structurală defineşte capacitatea structurii de a dezvolta deformaţii în domeniul post-elastic fără o reducere semnificativă a capacităţii portante.

Structurile disipative (clasele de ductilitate DCH şi DCM) sunt acele structuri la care, prin proiectare şi execuţie, se asigură cerinţele de ductilitate la nivelul materialului, secţiunilor, elementelor structurale, îmbinărilor şi a structurii pe ansamblu. Structurile disipative se proiectează în aşa fel încât deformaţiile plastice să fie dirijate în anumite zone ale structurii, în funcţie de tipul structurii (vezi C 6.3.1). În general, într-o structură există componente care pot avea o comportare fragilă (de exemplu şuruburile şi sudurile în îmbinări), sau care trebuie să aibă o comportare preponderent elastică pentru asigurarea stabilităţii generale a structurii (de exemplu stâlpii). Acestor componente trebuie să li se asigure prin proiectare o suprarezistentă suficientă pentru a rămâne în domeniul elastic chiar şi după plasticizarea componentelor disipative. Elementele disipative vor fi dimensionate din punct de vedere al rezistenţei şi al stabilităţii în aşa fel încât să poată intra în lucru în domeniul post-elastic, la nivelul de solicitare corespunzător factorului de comportare q considerat. În principiu, elementele disipative nu trebuie supradimensionate. Există situaţii în care pentru a se dirija şi controla deformaţiile plastice, se recurge la o reducere a capacităţii portante a elementelor ductile în zonele disipative (exemplu: grinzi cu secţiune redusă în vecinătatea îmbinărilor cu stâlpii; contravântuiri comprimate realizate din oţel de marcă inferioară faţă de restul structurii, etc.)

Ductilitatea de material. În cazul oţelului, cerinţele de ductilitate de material se exprimă prin intermediul alungirii specifice la rupere, respectiv prin raportul dintre rezistenţa la rupere şi rezistenţa minimă la curgere; aceste cerinţe sunt specificate în capitolul 6.2 din P100-1, respectiv în C 6.2.

Ductilitatea de secţiune. În cazul elementelor solicitate la întindere, ductilitatea secţiunii este asigurată de ductilitatea materialului. În cazul elementelor structurale solicitate la compresiune şi/sau încovoiere, ductilitatea de secţiune depinde de supleţea pereţilor şi de ductilitatea de material. În funcţie de supleţea de perete, exprimată prin raportul lăţime/grosime, pereţii comprimaţi şi/sau încovoiaţi se încadrează în patru clase de secţiuni.

Criteriile de clasificare în clase de secţiuni se stabilesc conform Eurocode 3, partea 1-1 (SR EN 1993-1-1). Pereţii de clasă 4 sunt cei cu supleţi mai mari decât valorile corespunzătoare clasei 3 de secţiune. Pereţii din clasa 4 comprimaţi şi/sau încovoiaţi, în care tensiunile de compresiune sunt mai mari decât tensiunea critică de voalare se consideră că lucrează în cadrul secţiunii cu caracteristici geometrice reduse (eficace). Calculul acestor pereţi (secţiuni) se face cu metoda lăţimii eficace, în conformitate cu prevederile din Eurocode 3 partea 1-3 (SR EN 1993-1-3) şi Eurocode 3 partea 1-5 (SR EN 1993-1-5). Figura C 6.5 prezintă comparativ relaţia moment-curbură pentru cele patru clase de secţiune.

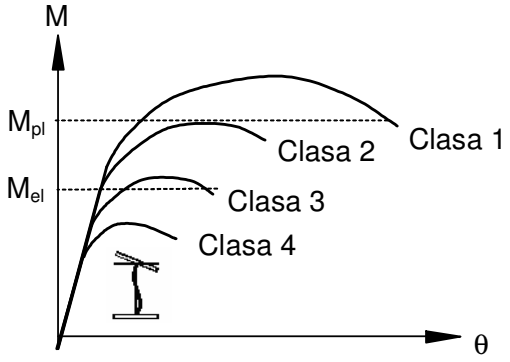


Figura C 6.5. Relaţia moment-curbură pentru clasele de secţiune 1-4.

Clasa de secţiune a elementelor structurale componente este un factor esenţial pentru definirea clasei de ductilitate a structurii. În tabelul 6.4 din P100-1 se prezintă relaţia dintre clasa de ductilitate a structurii şi clasele de secţiune (vezi Tabelul C **6.1**). Pentru relaţionarea claselor de secţiune cu factorul de comportare q, se va face corelarea între tabelele 6.3 şi 6.4 din P100-1.

Tabelul C 6.1. Relaţia dintre clasa de ductilitate şi clasa de secţiune

Clasa de ductilitate a structurii	Valoarea de referinţă a factorului de comportare q	Clasa de secţiune
DCH	conform Tabelului 6.3	clasa 1
DCM	conform Tabelului 6.3	clasa 1 sau 2
DCL	$1,0 \le q \le 1,5$	clasa 1, 2 sau 3
	$q = 1,0$	clasa 1, 2, 3 sau 4

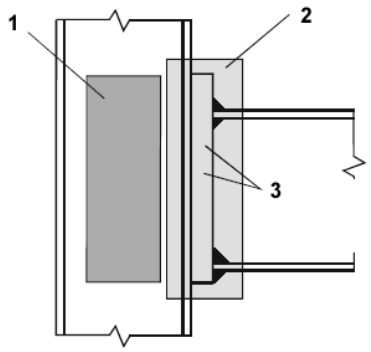
Structurile realizate din elemente structurale cu secţiune de clasă 4 se vor dimensiona numai în domeniul elastic, cu un factor de comportare q egal cu 1, luând în considerare caracteristicile geometrice ale secţiunii eficace (vezi şi capitolul C 6.3.2).

Ductilitatea elementelor structurale depinde de ductilitatea de material, de ductilitatea de secţiune, de tipul de solicitare, de zvelteţea şi modul de rezemare a elementului structural. În principiu, ductilitatea elementului structural exprimă capacitatea acestuia de a forma articulaţii plastice. Ductilitatea elementelor structurale solicitate la întindere este dată de ductilitatea de material. În cazul elementelor comprimate şi/sau încovoiate, ductilitatea elementelor structurale se defineşte prin capacitatea de rotire plastică pentru grinzi, stâlpi, bare disipative lungi, capacitatea de deformare plastică la forfecare pentru bare disipative scurte şi capacitatea de deformare plastică axială pentru contravântuiri.

Ductilitatea îmbinărilor se exprimă prin capacitatea de deformare în domeniul plastic a acestora. Normele de calcul actuale între care Eurocode 8, partea 1 (SR EN 1998-1) şi AISC 2010, precum şi P100-1 impun valori minime ale capacităţii de rotire plastică pentru încadrarea îmbinărilor în clasele de ductilitate înaltă sau medie (DCH sau DCM). Aceste norme nu conţin însă metode de evaluare prin calcul a capacităţii de deformare plastică, impunându-se încercări experimentale. Documentul FEMA 350 şi norma ANSI/AISC 358-10 din Statele Unite conţin recomandări şi criterii de precalificare a unor tipuri de îmbinări riglă-stâlp pentru cadre necontravântuite. În ghidul de proiectare GP 082/2003, publicat în buletinul Construcţiilor nr. 16 din 2004, se prezintă soluţii constructive şi parametri pentru proiectarea îmbinărilor ductile la structuri metalice în zone seismice. Totodată, în acest ghid se prezintă procedeul de efectuare a încercărilor experimentale în regim ciclic pentru elemente structurale şi îmbinări bazat pe recomandările europene ECCS, 1985.

Trebuie însă menţionat că o îmbinare structurală nu se rezumă numai la mijloacele de asamblare (şuruburi, cordoane de sudură), ci implică interacţiunea mai multor elemente componente ce aparţin elementelor structurale care se îmbină. Spre exemplu, în cazul unui nod riglă-stâlp cu placă de capăt extinsă şi şuruburi, se evidenţiază mai multe componente care îşi aduc aportul la rezistenţa, rigiditatea şi ductilitatea acestuia (vezi Figura C 6.6). Astfel, nodul este format din două componente majore: panoul de inimă al stâlpului şi îmbinarea propriu-zisă. La rândul său, se pot evidenţia următoarele componente ale îmbinării: placa de capăt la încovoiere (incluzând şuruburile), talpa stâlpului la încovoiere (incluzând şuruburile), inima stâlpului la compresiune, inima stâlpului la întindere, talpa grinzii la compresiune. În funcţie de tipologia nodului, numărul componentelor poate fi mai mare sau mai mic. Între aceste componente, unele (de exemplu panoul de inimă al stâlpului, placa de capăt, etc.) au capacitatea de a se deforma în domeniul plastic, asigurând îmbinării o comportare ductilă, altele (de exemplu şuruburile şi cordoanele de sudură) au o comportare fragilă. Este necesar ca proiectarea componentelor fragile să asigure o suprarezistenţă faţă de elementele ductile ale îmbinării, pentru a li se asigura o comportare elastică pe toată durata acţiunii seismice. Pentru a asigura o comportare ductilă a unui nod, componentele îmbinării cu rezistenţa cea mai mică vor trebui să aibă cele mai bune proprietăţi de ductilitate.

Suprarezistenţa şi ductilitatea se asigură prin proiectare, printr-o alegere corespunzătoare a materialului, printr-o corectă alcătuire şi dimensionare a îmbinării şi prin controlul calităţii execuţiei.



1. panou de inimă solicitat la forfecare

2. îmbinare

3. componente (ex. şuruburi, placă de capăt, etc.)

Nod = panou de inimă solicitat la forfecare + îmbinare

Figura C 6.6. Componentele unui nod riglă-stâlp (SR EN 1993-1-8).

Ductilitatea structurală se asociază cu capacitatea de deformarea laterală a structurii în domeniul post-elastic pe durata acţiunii seismice. Ductilitatea structurală integrează ductilitatea de material, ductilitatea secţiunilor, ductilitatea elementelor structurale şi a îmbinărilor.

Limitarea deplasărilor relative de nivel la SLU conform paragrafului 4.6.3.2. din P100-1 are ca scop principal asigurarea integrităţii elementelor nestructurale (pereţi de închidere şi compartimentare) în cazul unui cutremur major. Indirect, această verificare limitează şi cerința de ductilitate a structurii.

C 6.5.5 Reguli de proiectare pentru îmbinări în zone disipative

(1) Prin concepţia constructivă, dimensionarea, tehnologia de execuţie şi controlul calităţii, se vor evita concentrările de tensiuni şi apariţia unor tensiuni reziduale mari în îmbinările elementelor structurale, în special în acele componente care au o comportare fragilă.

(2) Rezistența îmbinărilor nedisipative trebuie să fie suficientă pentru a permite formarea zonei plastice complet consolidate în elementele disipative adiacente. În acest scop, efortul de calcul pentru dimensionarea îmbinării se determină pe baza efortului capabil al elementului îmbinat (R_{fy}), ținând cont de consolidarea zonei plastice (factorul 1,1) și de suprarezistența de material (factorul γ_{ov}).

(4-5) Îmbinările cu şuruburi solicitate la forfecare vor fi realizate cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate, pentru a realiza transmiterea eforturilor prin frecare. Sunt admise îmbinări din categoriile B (lunecarea împiedicată la starea limită de serviciu) şi C (lunecarea împiedicată la starea limită ultimă) conform SR EN 1993-1-8. Suprafeţele pieselor în contact vor fi prelucrate pentru a se încadra în clasele A (coeficient $\mu \geq 0.5$) şi B ($\mu \geq 0.4$) conform SR EN 1090-2. În cazul îmbinărilor solicitate perpendicular pe planul acestora (şuruburi solicitate la întindere), suprafeţele pieselor în contact vor fi prelucrate pentru a se încadra în clasele B (coeficient $\mu \geq 0.4$) şi C ($\mu \geq 0.3$) conform SR EN 1090-2. Aceste îmbinări se realizează cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate (categoria E conform EN 1993-1-8).

(7) În scopul asigurării unei comportări ductile, în cazul îmbinărilor cu şuruburi solicitate în planul lor, rezistenţa la forfecare a şuruburilor va depăşi cu cel puţin 20%

rezistenţa la presiune pe pereţii găurii. Se asigură astfel un mod de cedare ductil prin plasticizarea găurii (ovalizare plastică), evitând forfecarea tijei, care reprezintă un mod de cedare fragil.

(8-9) Datorită condiţiilor extreme de solicitare a îmbinărilor în zone disipative ale structurilor supuse acţiuni seismice, este necesară verificarea comportării acestora prin încercări experimentale. Materialele, detaliile de alcătuire a îmbinării şi dimensiunile elementelor structurale vor fi cât mai apropiate de cele utilizate în proiect. Modul de aplicare a încărcării va avea un caracter ciclic. Realizarea încercărilor experimentale se va realiza în conformitate cu prevederile SR EN 1990 capitolul 5: "Analiza structurală şi proiectarea asistate de experiment" şi anexa D "Proiectarea asistată de experiment", precum şi recomandările Convenţiei Europene de Construcţii Metalice (ECCS, 1985).

Încercările pe îmbinări vor trebui să confirme cu un coeficient de siguranţă adecvat rezistenţa şi capacitatea de deformare plastică, conform încadrării în clasa de ductilitate.

Atunci când nu se efectuează încercări experimentale specifice pentru un proiect dat, se pot utiliza rezultatele experimentale efectuate pe elemente similare. Totodată, se pot utiliza tipurile de îmbinări şi criteriile de proiectare pentru îmbinările precalificate conform GP 082/2003 şi ANSI/AISC 358-10.

(10) În cazul îmbinărilor cu şuruburi de înaltă rezistenţă pretensionate, care lucrează în planul lor, pentru a ţine seama de posibilitatea lunecării pieselor ca efect al solicitării ciclice, îmbinările se vor verifica şi ca îmbinări cu şuruburi obişnuite, în concordanţă cu prevederile SR EN 1993-1-8.

(11) Din cauza rigidităţii şi capacităţii de deformare substanţial diferite a îmbinărilor cu şuruburi şi a celor sudate, nu se admit soluţii constructive hibride, la care preluarea şi transmiterea eforturilor să se realizează simultan prin şuruburi şi cordoane de sudură. Este permisă folosirea şuruburilor la montajul unor elemente îmbinate cu sudură, dacă şuruburile nu sunt luate în considerare la dimensionarea îmbinării în faza finală.

C 6.5.6 Reguli de proiectare pentru şuruburile de ancoraj

Pentru transmiterea eforturilor din şuruburile de ancoraj în fundaţie, trebuie sa existe compatibilitate intre rezistenta la întindere a şuruburilor şi aderenta dintre acestea şi betonul din fundaţie. În general, şuruburile pentru ancorarea stâlpilor în fundaţii se realizează din oţeluri din grupele de calitate 4.6, 5.6 şi 6.6. Atunci când se folosesc şuruburi de ancoraj din grupele de calitate 5.8, 6.8 sau superioare, trebuie să se acorde o atenţie sporita sistemului de ancorare în fundaţie. Utilizarea unor şuruburi de ancoraj cu rezistenţa ridicată (5.8, 6.8 sau superioare) necesită, de cele mai multe ori, folosirea unor sisteme mecanice de ancorare.

(1) Prinderea stâlpului în fundaţie se dimensionează pentru a asigura îmbinării de la baza stâlpului o suprarezistentă care să menţină componentele acesteia în domeniul elastic pe tot parcursul acţiunii seismice. Eventualele articulaţii plastice vor putea să se formeze numai în stâlpi, în vecinătatea îmbinării, dar nu în aceasta. Componentele îmbinării de la baza stâlpului sunt şuruburile de ancoraj, placa de bază, traversele şi rigidizările (atunci când există). Pentru realizarea condiţiei de suprarezistentă, îmbinarea de la baza stâlpilor se va dimensiona sub efectul eforturilor determinate conform relaţiei de la 6.5.6(1) din P100-1.

(2) Pentru a asigura o comportare ductilă a şuruburilor de ancoraj la solicitări extreme, se recomandă asigurarea unei zone de deformaţie liberă a şuruburilor de ancoraj de minim 5*d* (unde *d* este diametrul tijei şurubului). Materialul din care sunt confecţionate şuruburile de ancoraj va îndeplini condiţiile de ductilitate specificate în P100-1 capitolul 6.2.

(3) Se recomandă evitarea stărilor complexe de tensiune în şuruburile de ancoraj (întindere şi forfecare). În acest scop, P100-1 recomandă ca forţa tăietoare de la baza stâlpului să nu se transmită fundaţiei prin şuruburile de ancoraj ci prin înglobarea bazei stâlpului într-o suprabetonare armată sau prevederea unor elemente sudate sub placa de bază a stâlpului. În caz contrar, verificarea şuruburilor de ancoraj se va face la efectul combinat al eforturilor de întindere şi forfecare, în conformitate cu prevederile SR EN 1993-1-8. Alternativ, prinderea stâlpului în fundaţie se poate realiza prin înglobarea acestuia în infrastructură pe o înălţime care sa îi asigure ancorarea directă, fără a fi necesare şuruburi de ancoraj.

C 6.6 Cadre necontravântuite

C 6.6.1 Criterii de proiectare

(1-3) Asigurarea unei capacităţi maxime de disipare a energiei seismice are loc în cazul unui mecanism plastic de tip global. În cazul cadrelor necontravântuite, această condiţie corespunde formării articulaţiilor plastice la capetele grinzilor, precum şi la baza stâlpilor şi la partea superioară a stâlpilor de la ultimul nivel. Evitarea formării articulaţiilor plastice în stâlpi se bazează şi pe faptul că aceste elemente structurale au o capacitate de rotire plastică mai redusă din cauza forţei axiale, iar cedarea acestora afectează stabilitatea de ansamblu a structurii de rezistenţă.

C 6.6.2 Grinzi

(1-2) În cazul cadrelor necontravântuite, grinzile reprezintă elementele disipative principale. Disiparea energiei seismice are loc prin formarea articulaţiilor plastice din încovoiere la capetele grinzilor. Dezvoltarea momentului plastic capabil al secţiunii şi asigurarea capacităţii de rotire sunt influenţate de zvelteţea elementului, supleţea pereţilor secţiunii, precum şi de prezenţa unor forţe importante de compresiune şi/sau forfecare. De aceea, P100-1 prevede dispunerea unor legături laterale suficiente pentru a împiedica flambajul grinzii prin încovoiere-răsucire în ipoteza formării articulaţiei plastice la unul dintre capetele grinzii. În zonele disipative, secţiunile vor fi de clasă 1 pentru clasa DCH de ductilitate a structurii şi de clasă 1 sau 2 pentru clasa DCM de ductilitate a structurii. Pentru ca momentul capabil al secţiunii şi capacitatea de rotire să nu fie diminuate, forţa axială va fi limitată la 15% din forţa axială plastică a secţiunii, iar forţa tăietoare va fi limitată la 50% din forţa tăietoare plastică capabilă (vezi relaţiile 6.3 şi 6.4 din P100-1). În cazul în care forţa axială şi/sau forţa tăietoare din grindă nu respectă condiţiile (6.3) şi (6.4) din P100-1, grinda nu poate fi considerată element disipativ la încovoiere. În cazul unui calcul structural elastic, forţele tăietoare sunt substanţial subevaluate faţă de nivelul forţelor tăietoare din structura care răspunde în domeniul plastic sub acţiunea încărcării seismice. De aceea, determinarea forţei tăietoare din grinzile disipative se face în ipoteza formării articulaţiilor plastice la cele două capete al grinzii (conform relaţiei 6.5 din P100-1).

Pentru a preveni creșterea momentului capabil al grinzii ca urmare a conlucrării cu placa de beton armat, nu se vor dispune conectori în zona articulației plastice pe o lungime definită în secțiunea 7.7.5 din SR EN 1998-1.

(4) Asigurarea suprarezistenţei îmbinărilor grindă-stâlp poate conduce în multe cazuri la soluţii neeconomice. O alternativă o constituite reducerea lăţimii tălpilor grinzii în apropierea zonei de îmbinare grindă-stâlp, prevăzută în P100-1. Detalii de alcătuire şi relaţii de calcul pentru această soluţie sunt disponibile în Anexa F.4.

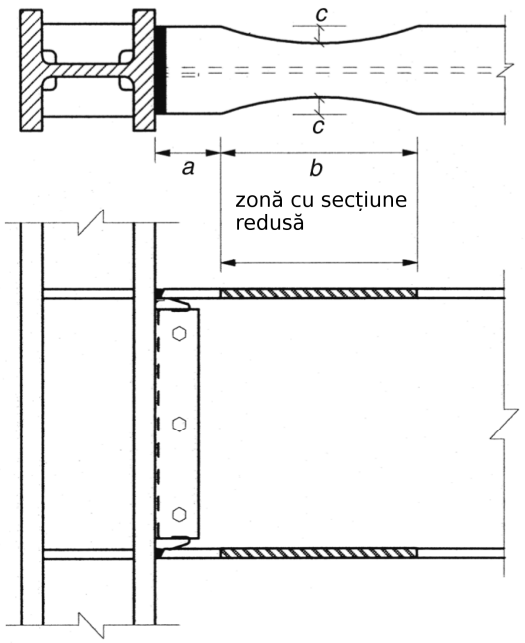


Figura C 6.7. Grindă cu secţiune redusă.

(5-6) Pentru a preveni flambajul prin încovoiere-răsucire al grinzilor, acestea vor fi fixate lateral, la talpa superioară şi inferioară. Distanţele maxime dintre aceste reazeme laterale se determină conform SR EN 1993-1-1 şi P100-1, paragraful 6.6.2(1). Suplimentar, legăturile laterale trebuie dispuse în zonele în care este posibilă formarea articulaţiilor plastice. P100-1 conţine relaţii pentru determinarea rezistenţei necesare a acestor prinderi laterale.

Studiile efectuate în SUA (AISC 2010, FEMA 350) indică faptul că în cazul unor grinzi din profile laminate uzuale realizate în soluție compusă oţel-beton, dacă articulația plastică este situată în imediata apropiere a stâlpului, prinderea dintre talpa superioară şi placa de beton armat asigură o legătură laterală suficientă pentru dezvoltarea unor deformaţii plastice corespunzătoare unor deplasări relative de nivel de 0,04 radiani. Dacă însă articulația plastică nu este situată în imediata apropiere a feței stâlpului sau grinda are o înălțime mare, este necesară dispunerea de legături suplimentare la talpa inferioară lângă articulați plastică.

C 6.6.3 Stâlpi

(1-2) Stâlpii care fac parte din structura principală de rezistenţă trebuie să posede o rezistenţă suficientă pentru a preîntâmpina plasticizarea lor sub efectul acţiunii seismice de calcul (vezi C 6.5.1 - C 6.5.4). Excepţie fac secţiunile stâlpilor în care se permit formarea articulaţiilor plastice, respectiv la baza stâlpilor şi la partea superioară a stâlpilor de la ultimul nivel (vezi C 6.6.1).

Pentru asigurarea suprarezistenţei necesare a stâlpilor, eforturile de calcul se obţin prin însumarea eforturilor din componenta seismică amplificate cu factorul Ω_T şi a celor din componenta gravitaţională, conform relaţiilor (6.6) din P100-1.

P100-1 prevede determinarea valorii Ω^M ca şi valoarea minimă a rapoartelor $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$, calculate pentru toate grinzile care conţin zone potenţial plastice.

În cazul unui calcul simplificat se pot adopta valorile suprarezistenţei Ω_T din Anexa F.

Întrucât este posibil ca nu întotdeauna condiţiile de suprarezistenţă introduse prin relaţiile (6.6) să conducă la evitarea apariţiei articulaţiilor plastice în stâlpi, se recomandă, ca, dacă proiectarea nu are la bază un calcul în domeniul inelastic, să se facă şi verificarea condiţiei de grindă slabă – stâlp tare, în conformitate cu prevederile din SR EN 1998-1.

Verificarea de rezistenţă şi stabilitate a stâlpilor se va efectua conform SR EN 1993-1-1. Pentru determinarea lungimilor de flambaj ale stâlpilor structurilor multietajate se pot folosi prevederile din anexa F.1.

(5) Încercările experimentale realizate pe noduri grindă-stâlp au demonstrat că panoul de inimă al stâlpului are un aport important la ductilitatea totală a nodului (AISC 2010, Dubina et al, 2000). Deşi panoul de inimă al stâlpului are o comportare ductilă, deformaţiile excesive alea acestuia au un efect defavorabil asupra comportării de ansamblu a nodului. De aceea, rezistenţa panoului de inimă a stâlpului trebuie să fie echilibrată în raport cu cea a grinzilor adiacente. Forţa tăietoare de calcul din panou se determină în ipoteza formării articulaţiilor plastice în grinzile adiacente, pe baza momentelor plastice capabile, corectate prin proiectare la faţa stâlpului.

Rezistenţa panoului de inimă al stâlpului se determină conform SR EN 1993-1-8. Creşterea rezistenţei la forfecarea a panoului de inimă al stâlpului poate fi obţinută prin dispunerea unor plăci suplimentare (de dublare), vezi Figura C 6.8.

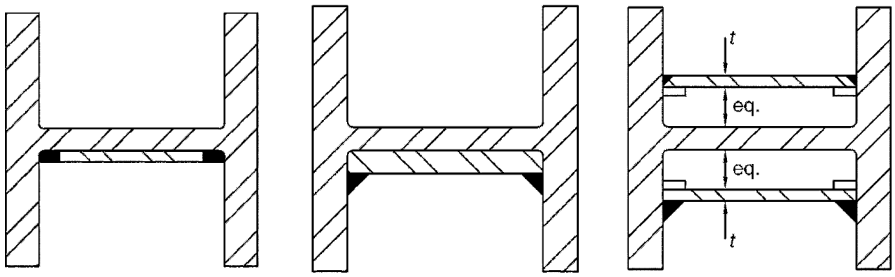


Figura C 6.8. Plăci de dublare pentru panourile de inimă, AISC 2010.

(7-8) Asigurarea rezistenţei şi rigidităţii nodurilor grindă-stâlp necesită, în general, dispunerea pe ambele părţi ale stâlpului a unor rigidizări de continuitate la nivelul tălpilor grinzii. Pe lângă rolul de transfer al solicitărilor de la tălpile grinzii la stâlp, rigidizările servesc şi la delimitarea panoului de inimă al stâlpului, care reprezintă o zonă puternic solicitată. Rigidizările vor fi proiectate astfel încât să posede o rezistenţă cel puţin egală cu cea a tălpilor grinzii.

(9) În zona îmbinării grindă-stâlp, tălpile stâlpului trebuie legate lateral. Aceste legături laterale pot fi realizate prin intermediul contravântuirilor, grinzilor, planşeelor de beton, etc. În cazul în care nu există astfel de elemente în structură, se vor dispune elemente speciale, care trebuie să posede o rezistenţă de minim 0,02 f_y t_f b (t_f, b – dimensiunile tălpii grinzii).

C 6.6.4 Îmbinări grindă-stâlp

(1-2) La cadrele necontravântuite zonele disipative sunt amplasate la capetele grinzilor. Pentru îndeplinirea cerinţelor de siguranţă la starea limită ultimă sub efectul încărcării seismice, zonele plastice potenţiale trebui să posede o capacitate de rotire adecvată (0,04 radiani pentru clasa de ductilitate DCH şi 0,03 radiani pentru clasa de ductilitate DCM).

În cazul în care îmbinările nu au o suprarezistentă suficientă (sunt parţial rezistente), articulaţiile plastice se formează în îmbinări. În acest caz, îmbinările trebuie să posede capacităţile de rotire specificate anterior. Determinarea capacităţii de rotire a îmbinărilor trebuie demonstrată prin încercări experimentale.

În cazul în care îmbinările sunt suprarezistente faţă de zonele disipative din grinzi, iar grinzile sunt proiectate conform capitolului 6.6.2 din P100-1, capacitatea de rotire în articulaţiile plastice din grinzi poate fi considerată adecvată.

Capacitatea de rotire θ a îmbinărilor sau a zonelor din grinzi adiacente îmbinărilor, se determină cu relaţia $\theta = \delta / (0,5L)$, unde δ reprezintă deformaţia grinzii la mijlocul deschiderii, iar *L* este deschiderea grinzii (vezi Figura C 6.9).

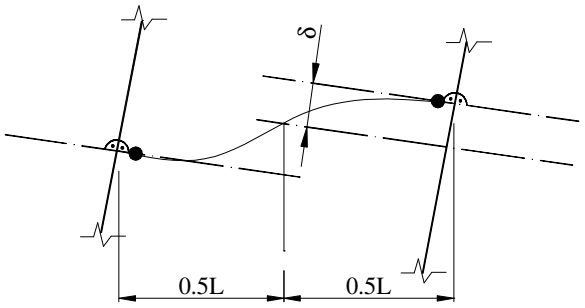


Figura C 6.9. Deformarea grinzii δ pentru calculul θ.

Capacitatea de rotire θ în articulaţiile plastice trebuie asigurată pentru o încărcare ciclică, fără o degradare de rezistenţă şi rigiditate mai mare de 20% (vezi Figura C 6.10). Această cerinţă este valabilă independent de amplasarea articulaţiei plastice (îmbinare sau grindă).

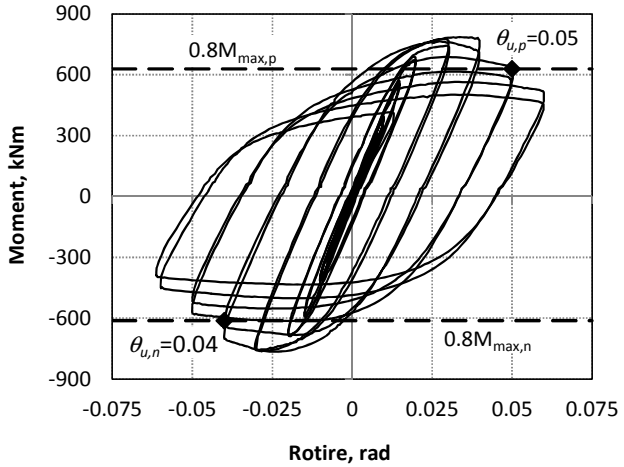


Figura C 6.10. Nivelul de acceptare al degradării de rezistenţă.

C 6.6.4 Îmbinările de continuitate ale stâlpilor

Îmbinările de continuitate ale stâlpilor se calculează conform SR EN 1993-1-8. Acestea se amplasează la aproximativ 1/3 din înălţimea de etaj pentru a facilita asamblarea îmbinării direct de pe planşeu şi pentru ca îmbinarea să fie amplasată într-o zonă cu momente reduse.

C 6.7 Cadre contravântuite centric

C 6.7.1 Criterii de proiectare

(1-3) Cadrele contravantuite centric disipează energia seismică prin deformaţii plastice axiale ale contravântuirilor. Încercările experimentale pe contravântuiri solicitate la încărcări ciclice au arătat că după producerea flambajului în domeniul plastic, forţa capabilă de compresiune scade dramatic în ciclurile de încărcare succesive, cea ce conduce la reducerea energiei disipate în semiciclurile de compresiune. Astfel, preluarea forţelor laterale seismice şi disiparea energiei are loc preponderent în contravântuirile întinse.

Pentru a asigura o comportare uniformă a structurii per ansamblu, pentru ambele sensuri ale acţiunii seismice, proiecţia orizontală a ariei contravântuirilor ascendente trebuie să fie cât mai apropiată de cea a ariei contravântuirilor descendente (vezi relaţia 6.13 din P100-1).

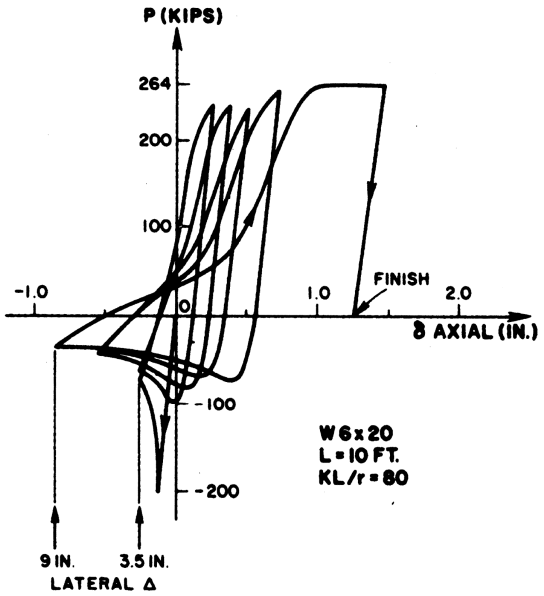


Figura C 6.11. Diagrama ciclică forţă-deplasare pentru o contravântuire, AISC 2010.

C 6.7.2 Criterii de proiectare

(1) Contravântuirile cadrelor contravântuite centric sunt elementele disipative ale acestora. Acestea sunt caracterizate de o reducere semnificativă a capacităţii portante la compresiune în urma deformaţiilor plastice care au loc în timpul unui cutremur. De aceea, după încetarea acţiunii seismice, când contravântuirile sunt practic scoase din uz, preluarea încărcărilor gravitaţionale trebuie să fie asigurată doar de grinzi şi stâlpi, fără a ţine cont de prezenţa contravântuirilor.

(2-3) Datorită reducerii semnificative a rezistenţei contravântuirilor comprimate în urma flambajului plastic, contribuţia contravântuirilor comprimate la preluarea forţelor orizontale produse de acţiunea seismică este redusă. Pentru a ţine cont de acest aspect într-un calcul elastic, modelul structurii este construit în ipoteza că sunt active doar contravântuirile întinse. Excepţie fac structurile cu contravântuiri în V, la care atât contravântuirile întinse cât şi cele comprimate se consideră active. Pentru detalii asupra modului practic de efectuare a calculului structural şi de determinare a eforturilor, vezi C 6.4(1-2).

În cazul în care se efectuează un calcul neliniar static sau dinamic, modelul de calcul trebuie să conţină atât contravântuirile întinse, cât şi cele comprimate, cu condiţia ca modelul inelastic al contravântuirii să reflecte comportarea acesteia înainte şi după flambaj (vezi Figura C 6.11). Modelul de comportarea a contravântuirii comprimate trebuie să aibă la bază justificări teoretice şi experimentale adecvate.

C 6.7.3 Calculul diagonalelor

(1-3) Pentru toate sistemele de contravântuiri centrice, zvelteţea adimensională a contravântuirilor $\overline{\lambda}$ se limitează superior la 2.0, pentru a preveni flambajul prematur al contravântuirii comprimate. Zvelteţea adimensională se determină conform relaţiei:

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$$

unde:

A – aria secţiunii transversale a contravântuirii;

f_y – limita de curgere nominală;

N_{cr} – forţa critică de flambaj, $N_{cr} = \dfrac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$.

În cazul contravântuirilor cu diagonale în X, zvelteţea adimensională $\overline{\lambda}$ va fi mai mare decât 1,3, pentru a evita suprasolicitarea stâlpilor în faza premergătoare flambajului diagonalei comprimate (atunci când sunt active atât diagonale întinse cât şi cele comprimate).

(4-5) Contravântuirile solicitate la întindere se dimensionează astfel încât efortul plastic capabil al secţiunii transversale $N_{pl,Rd}$ să fie mai mare decât efortul de calcul din combinaţia seismică N_{Ed}. Pentru sistemele cu contravântuiri în V, diagonalele comprimate se vor verifica la flambaj conform SR EN 1993-1-1.

C 6.7.4 Calculul grinzilor şi stâlpilor

(1) La cadrele contravantuite centric, grinzile şi stâlpii sunt elemente nedisipative. Pentru a preîntâmpina plasticizarea lor, acestea trebuie să posede o suprarezistentă suficientă faţă de elementele disipative (contravântuirile). Eforturile de calcul în stâlpi şi grinzi se obţin prin însumarea eforturilor din componenta seismică amplificate cu factorul Ω_T şi a celor din componenta gravitaţională, conform relaţiilor (6.14) din P100-1.

(2) Pentru a se asigura un mecanism plastic global, diagonalele sistemului de contravântuiri trebuie să se plasticizeze cât mai uniform pe toată înălţimea structurii.

În acest scop, se recomandă ca valorile maximă şi minimă ale rapoartelor Ω^N_i să nu difere cu mai mult de 25%. Această condiţie este dificil de respectat în cazul clădirilor cu multe niveluri, la care acţiunea vântului poate impune cerinţe de rezistenţă şi rigiditate diferite faţă de acţiunea seismică. În cazul în care nu este posibilă respectarea cerinţei de uniformitate a solicitării contravântuirilor în situaţia seismică de proiectare, performanţa seismică a structurii trebuie confirmată printr-un calcul neliniar.

(3) În cazul cadrelor cu contravântuiri în V inversat, grinzile trebuie proiectate pentru a prelua încărcările gravitaţionale din combinaţia seismică şi eforturile produse de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Aceste eforturi se calculează considerând $N_{pl,Rd}$ pentru diagonala întinsă şi $0,3N_{pl,Rd}$ pentru diagonala comprimată. Calculul grinzii se va face fără a considera reazemul intermediar asigurat de contravântuiri.

(5) Funcţionare corespunzătoare a sistemelor cu contravântuiri în V este asigurată de împiedicarea pierderii stabilităţii generale a grinzii. În acest scop se vor prevedea legături laterale la nivelul tălpilor grinzii în secţiunea de intersecţie cu diagonalele.

C 6.8 Cadre contravântuite excentric

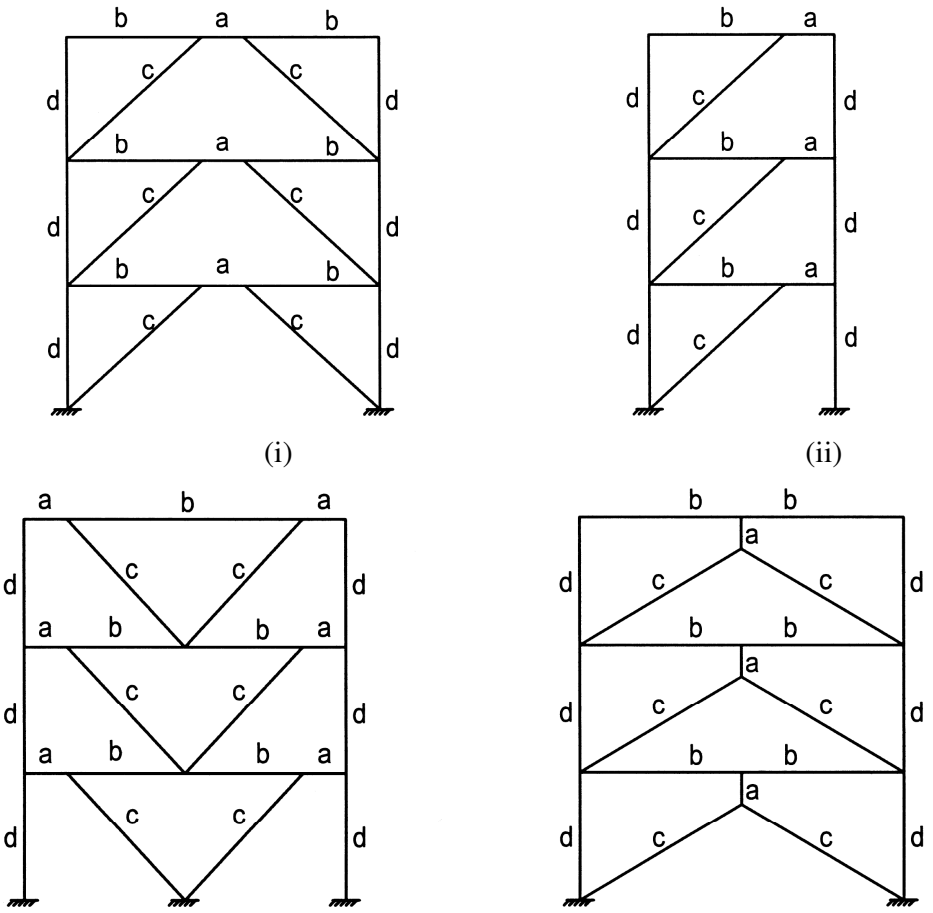
(1-4) La cadrele contravântuite excentric zonele disipative sunt localizate în barele disipative (linkuri). Celelalte elemente ale cadrelor contravântuite excentric trebuie să rămână preponderent în domeniul elastic sub efectual forţelor care se pot dezvolta după plasticizarea şi consolidarea barelor disipative. Elementele componente ale cadrelor contravântuite excentric sunt prezentate în Figura C 6.12. Funcţie de lungimea barei disipative, comportarea plastică a acesteia poate fi dominată de forfecare (pentru bare disipative scurte) sau de încovoiere (pentru bare disipative lungi). Barele disipative pot fi orizontale (pe lungimea grinzii, vezi Figura C 6.12 i-iii) sau verticale (exterioare grinzii, vezi Figura C 6.12 iv).

Pentru a evita concentrarea deformaţiilor plastice într-un număr redus de bare disipative, este necesară asigurarea unui mecanism plastic global. Pentru aceasta, nivelul de solicitare al barelor disipative sub efectul acţiunii seismice trebuie să fie cât mai uniform.

C 6.8.2. Calculul barelor disipative

(1) Inima barelor disipative se va realiza fără plăci de dublare , deoarece este posibil ca acestea să nu participe corespunzător la mecanismul plastic al barei disipative. De asemenea, prezenţa găurilor are un efect defavorabil asupra comportării plastice a barelor disipative, de aceea acestea nu sunt permise.

(2-9) Răspunsul inelastic al barelor disipative depinde semnificativ de lungimea barei, în relaţie cu raportul $M_{pl,link}/V_{pl,link}$. Atunci când lungimea barei disipative este mai mică decât $1.6M_{pl,link}/V_{pl,link}$ (bare disipative scurte), răspunsul inelastic va fi dominat de forfecare. Dacă lungimea barei disipative este mai mare decât $3M_{pl,link}/V_{pl,link}$ (bare disipative lungi), răspunsul inelastic va fi dominat de încovoiere. Pentru lungimi intermediare ale barei disipative, răspunsul inelastic este caracterizat de interacţiunea dintre forfecare şi încovoiere (bare disipative intermediare). Capacitatea de deformare plastică a barelor disipative este în general mai mare pentru barele disipative scurte. Încercările experimentale (AISC, 2010) au arătat rotiri plastice capabile de 0.08 radiani în cazul barelor disipative scurte şi 0.02 radiani în cazul barelor disipative lungi.



a = bară disipativă (link) b = porţiunea de grindă adiacentă barei dissipative
c = contravântuire d = stâlp

Figura C 6.12. Exemple de cadre contravântuite excentric, AISC (2010)

Efectul forţei axiale asupra răspunsului inelastic al barei disipative poate fi neglijat dacă forţa axială nu depăşeşte 15% din forţa axială plastică capabilă a barei disipative. În cazul în care nivelul forţei axiale depăşeşte 15% din forţa axială plastică capabilă a barei disipative, forţa tăietoare capabilă şi momentul plastic capabil se vor reduce. În acest caz sunt permise doar barele disipative scurte, a căror lungime maximă este dată de relaţiile (6.21) şi (6.22) din P100-1.

În cazul cadrelor contravântuite excentric la care momentele încovoietoare la cele două capete ale barei disipative sunt egale (vezi Figura C 6.12 i), clasificarea barelor disipative (scurte, intermediare şi lungi) se face cu relaţiile (6.23) - (6.25) din P100-1. În cazul cadrelor contravântuite excentric la care momentele încovoietoare la cele două capete ale barei disipative sunt diferite (vezi Figura C 6.12 ii-iv), clasificarea barelor disipative (scurte, intermediare şi lungi) se face cu relaţiile (6.26) - (6.28) din P100-1.

(10-14) O comportare ciclică ductilă a barelor disipative se poate obţine printr-o detaliere corespunzătoare a rigidizărilor transversale ale inimii. În acest scop, sunt

necesare rigidizări la capetele barei disipative pe ambele părţi ale inimii, precum şi rigidizări intermediare (vezi Figura C 6.13). La barele disipative scurte rigidizările intermediare au scopul de a limita voalarea plastică a inimii. În acest caz, distanţa maximă dintre rigidizările intermediare depinde de deformaţia plastică necesară a barei disipative, o distanţă mai mică fiind necesară pentru o capacitate de deformare plastică mai mare. La barele disipative lungi, cu lungimea cuprinsă între $3M_{pl,link}/V_{pl,link}$ şi $5M_{pl,link}/V_{pl,link}$ este necesar să se dispună câte o rigidizare intermediară la fiecare capăt al barei disipative la o distanţă egală cu 1.5b, unde b este lăţimea tălpii, pentru a limita degradarea de rezistenţă cauzată de voalarea plastică a tălpilor şi de flambajul prin încovoiere-răsucire. În cazul în care lungimea barei disipative depăşeşte $5M_{pl,link}/V_{pl,link}$ nu sunt necesare rigidizări intermediare. Atunci când înălţimea barei disipative este mai mare decât 600 mm rigidizările intermediare se dispun pe ambele părţi ale inimii. În cazul barelor disipative cu înălţimea mai mică de 600 mm, este permisă dispunerea rigidizărilor doar pe o singură parte a inimii.

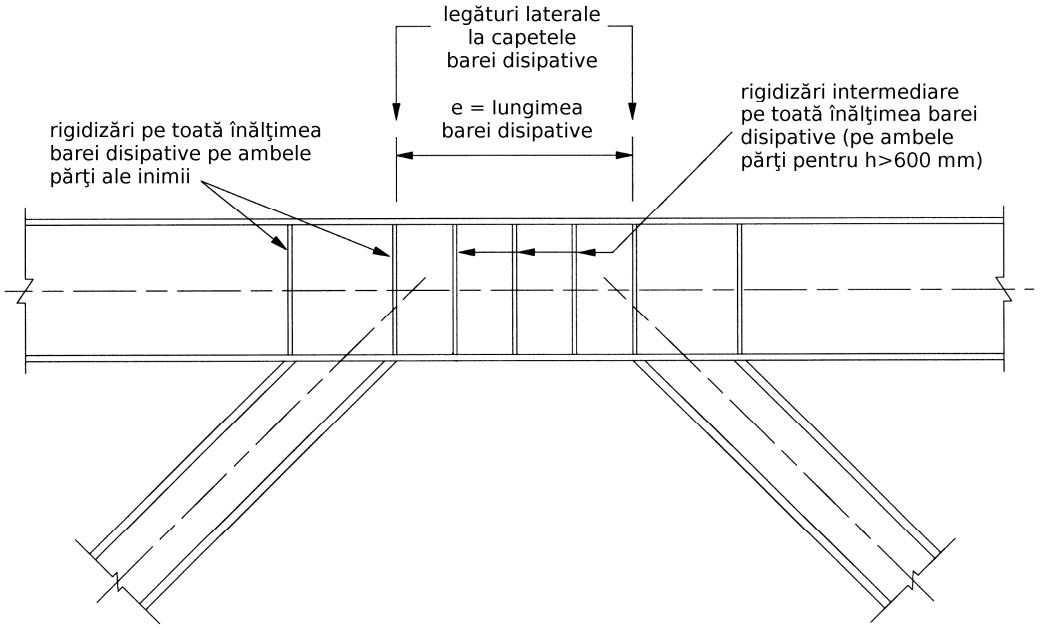


Figura C 6.13. Elementele principale ale barei disipative (AISC 2010).

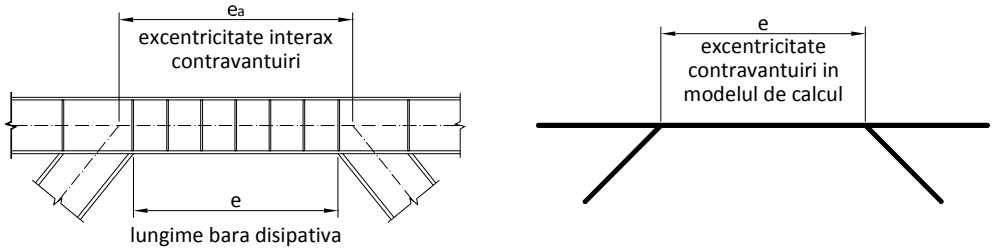


Figura C 6.14. Modelarea lungimii barei disipative.

Prinderea rigidizărilor de inimă şi tălpi se realizează cu suduri în relief (de colţ). Rigidizările trebuie detaliate astfel încât să se evite sudura în zona de racord dintre talpă şi inimă, aceasta putând să conducă la reducerea capacităţii de deformare plastică a barei disipative prin iniţierea unor fisuri în inimă (AISC, 2010).

Lungimea barei disipative influențează în mod major comportarea seismică a structurii. De aceea, este foarte importantă modelarea lor corectă în analiza structurală. În mod ideal, lungimea barei disipative (e) măsurată între capetele contravântuirii ar trebui să fie egală cu excentricitatea formată de intersecția dintre axele contravântuirilor și axa grinzii (e_a). În realitate, datorită dimensiunii secțiunilor grinzii și ale contravântuirilor, lungimea barei disipative e poate fi diferită de excentricitatea interax a contravântuirilor (e_a), vezi Figura C 6.14a. Un model de calcul cu elemente finite de tip bară în care elementele structurale sunt dispuse în ax ar subestima momentele încovoietoare din segmentele de grindă din afara barei disipative și din contravântuire (atunci când $e_a > e$) sau pe cele din bara disipativă (atunci când $e_a < e$). O posibilă soluție este adoptarea unui model de calcul în care înclinarea contravântuirilor să fie ajustată astfel ca excentricitatea teoretică în axa grinzii formată de axele contravântuirilor să fie egală cu lungimea fizică a barei disipative (e), vezi Figura C 6.14b.

6.8.3 Elemente nedisipative

(1) La cadrele contravântuite excentric, stâlpii, contravântuirile şi segmentele de grinzi adiacente barelor disipative sunt elemente nedisipative. Pentru a preîntâmpina producerea deformaţiilor plastice în aceste elemente, acestea trebuie să posede o suprarezistentă suficientă faţă de barele disipative. Eforturile de calcul în elementele nedisipative se obţin prin însumarea eforturilor din componenta seismică amplificate cu factorul Ω_T şi a celor din componenta gravitaţională, conform relaţiilor (6.29) din P100-1. Este însă posibil ca relaţiile (6.29) să nu ofere în toate situaţiile suprarezistenţa necesară în elementele nedisipative. De aceea, se recomandă estimarea directă a eforturilor de calcul în elementele nedisipative printru-un calcul neliniar (static sau dinamic).

Atunci când bara disipativă şi grinda care o conține sunt confecționate dintr-un singur element, limita de curgere a oțelului are aceiași valoare în bara disipativă și în segmentul de grindă adiacent. În consecință, eforturile de calcul în segmentul de grindă adiacent barei disipative pot fi determinate conform relațiilor (6.29) din P100-1, folosind valoarea suprarezistenței de material $\gamma_{ov} = 1{,}0$.

(2) Pentru a se asigura un mecanism plastic global, barele disipative trebuie să fie dimensionate astfel încât sub acţiunea forţelor seismice să se plasticizeze uniform pe înălţimea structurii. În acest scop, valorile maximă şi minimă ale rapoartelor Ω_i trebuie să nu difere cu mai mult de 25%. Această condiţie este dificil de respectat în cazul clădirilor cu multe niveluri. În cazul în care nu este posibilă respectarea cerinţei de uniformitate de mai sus, performanţa seismică a structurii trebuie confirmată printr-un calcul neliniar.

C 6.8.4 Îmbinările barelor disipative

În cazul cadrelor contravântuite excentric de tipul celor din Figura C 6.12 i, îmbinările grindă-stâlp ale grinzilor care conţin bare disipative se vor dimensiona cu aceleaşi relaţii folosite la dimensionarea grinzilor (6.29).

În cazul cadrelor contravântuite excentric de tipul celor din Figura C 6.12 ii-iii, îmbinările grindă-stâlp sunt amplasate în zone plastice potenţiale şi necesită a atenţie deosebită. Cercetările experimentale au arătat că acest tip de îmbinări sunt solicitate într-un mod diferit faţă de îmbinările grindă-stâlp de la cadrele necontravântuite (AISC 2010). De aceea, modul de alcătuire a îmbinărilor grindă stâlp de la cadrele

necontravântuite nu asigură întotdeauna o comportare adecvată în cazul în care sunt folosite pentru îmbinări bară disipativă – stâlp la cadre contravântuite excentric.

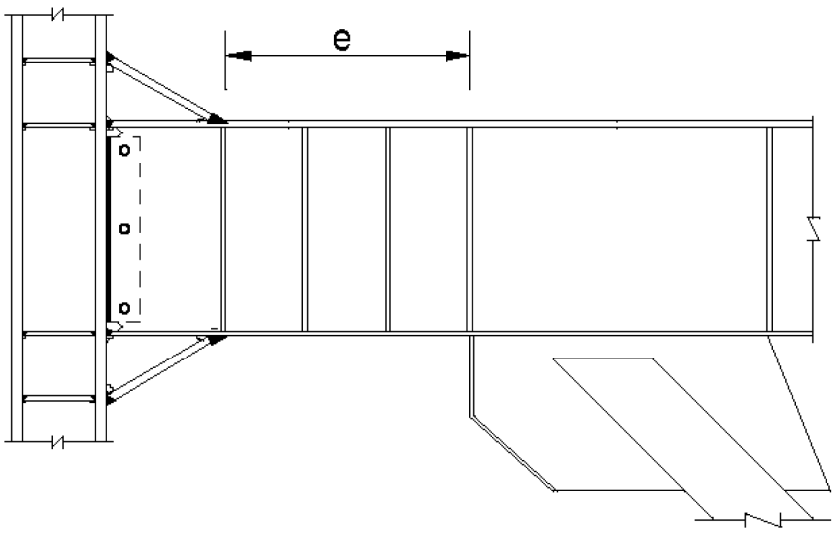


Figura C 6.15. Exemplu al unui nod întărit bară disipativă - stâlp

Se recomandă ca alcătuirea şi dimensionarea îmbinărilor bară disipativă – stâlp la cadre contravântuite excentric să fie validate prin încercări experimentale, sau să se asigure o suprarezistenţă faţă de bara disipativă. În acest caz îmbinarea va fi dimensionată la eforturile corespunzătoare dezvoltării mecanismului plastic în bara disipativă, amplificate cu $1{,}5\gamma_{ov}$. În Figura C 6.15 este prezentat un exemplu de alcătuire a unei astfel de îmbinări întărite bară disipativă – stâlp.

C 6.9 Structuri de tip pendul inversat

Caracteristica principală a acestor structuri o constituie localizarea articulaţiilor plastice exclusiv în stâlpi şi nivelul ridicat al forţei axiale, definit de relaţia $N_{Ed}/N_{pl,Rd} > 0{,}3$. Aceste structuri sunt caracteristice pentru castele de apa, platforme sau structuri parter care susţin greutăţi mari, cum ar fi cele pentru silozuri, buncăre, etc. Cadrele parter de tipul celor care se folosesc pentru hale sau platforme industriale nu se caracterizează, de regulă, prin dezvoltarea în stâlpi a unor forţe axiale care să satisfacă condiţia anterioară.

C 6.10. Structuri metalice cu nuclee sau pereţi din beton armat şi structuri duale

C 6.10.1. Structuri cu nuclee sau pereţi din beton armat

La aceste structuri, forţele orizontale sunt preluate în principal de diafragme sau nuclee de beton armat. Cadrele metalice, de regula necontravantuite, se dimensionează din acţiuni gravitaţionale. Deoarece participarea cadrelor metalice la preluarea forţelor seismice orizontale este neglijabilă, acestea se verifică conform Eurocode 3, partea 1-1 şi Eurocode 3, partea 1-8. Calculul elementelor din beton, care asigură preluarea forţelor seismice, se face în conformitate cu prevederile din capitolul 5 din P100-1. Proiectantul va avea grijă ca detaliile constructive prin care se soluţionează legăturile dintre structura metalică şi cea din beton să respecte ipotezele de lucru menţionate anterior.

În cazul în care structura metalică are o contribuţie semnificativă (cel puţin 25%) la preluarea forţelor seismice, aceasta se va proiecta pe baza prevederilor din P100-1.

C 6.10.2. Structuri duale (cadre necontravântuite plus cadre contravântuite)

O structură alcătuită din cadre contravântuite şi necontravântuite poate fi considerată dual atunci când cadrele necontravântuite au o contribuţie semnificativă la preluarea forţelor seismice (minim 25% din forţa seismică totală). Aceste structuri se proiectează cu un factor de reducere q unic. Cadrele contravântuite centric au o capacitate redusă de disipare a energiei seismice. Structura dual obţinută prin combinarea cadrelor contravântuite centric cu cele necontravântuite are un răspuns seismic global îmbunătăţit, datorită redundanţei şi capacităţii de disipare mai mari a structurii necontravântuite.

În categoria structurilor duale intră şi cele obţinute prin combinarea cadrelor contravântuite excentric cu cadre necontravântuite. În acest caz ambele structuri au o capacitate de disipare a energiei seismice comparabilă, asocierea lor făcându-se de cele mai multe ori din considerente funcţionale. Folosirea contravântuirilor excentrice în locul celor centrice conduce la sisteme structurale mai omogene, atât din punct de vedere al rigidităţii cât şi al ductilităţii. În plus, impactul contravântuirilor excentrice asupra fluxurilor de circulaţie în clădire este mai redus.

În cazul în care participarea cadrelor necontravântuite la preluarea forţelor seismice este mai mică decât 25% din forţa seismică totală, contribuţia acestora se neglijează. Factorul de reducere q este cel al sistemului contravântuit, care se dimensionează în conformitate cu prevederile capitolelor 6.7 şi 6.8. În acest caz, cadrele necontravântuite se verifică conform SR EN 1993-1-1.

C 6.11. Cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (BRB)

(1) Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt o categorie special de contravântuiri centrice. Aceste contravântuiri se compun de regul dintr-un miez de oţel înglobat într-o teac metalic umplut cu mortar, care are rolul de a preveni flambajul miezului din oţel. La fel ca în cazul contravântuirilor centrice obişnuite, dispunerea contravântuirilor cu flambaj împiedicat trebuie făcută astfel încât axele barelor să se întâlnească într-un punct. Figura C 6.16 prezintă câteva exemple de configuraţii posibile. De menţionat ca nu se accepta folosirea configuraţiilor în K sau X.

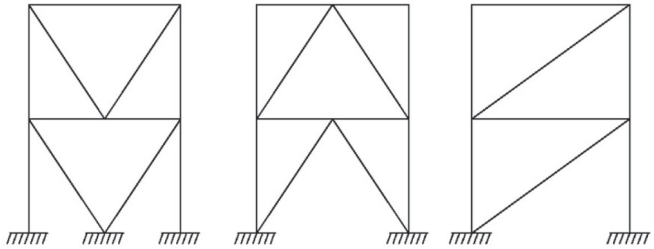


Figura C 6.16. Exemple de cadre cu contravântuiri cu flambaj împiedicat (AISC 2010).

Contravântuirile cu flambaj împiedicat sunt caracterizate prin capacitatea de a se plasticiza atât la întindere cat si la compresiune prin împiedicarea flambajului contravântuirii cel puţin pana la un nivel al forţelor si deformaţiilor corespunzătoare deplasării de proiectare. Această comportare asigură un răspuns ciclic cvasi-simetric fără degradare de rezistenţă sau rigiditate şi implicit o capacitate mai mare de disipare a energiei comparativ cu contravântuirile clasice (vezi Figura C 6.17).

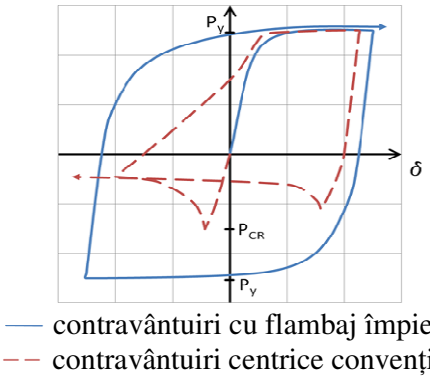


Figura C 6.17. Comparaţie intre contravântuiri clasice si contravântuiri cu flambaj împiedicat, Star Seismic Europe (http://www.starseismic.eu/)

(2) Proiectarea grinzilor şi a stâlpilor trebuie sa se facă astfel încât plasticizarea contravântuirilor sa se producă înainte de formarea articulaţiilor plastice în grinzi si stâlpi sau de pierderea stabilităţii generale. Acest lucru se face prin utilizarea in calcul a forţei maxime care se poate dezvolta in contravântuiri.

C6.11.2. Rezistența contravântuirii

(1) Pentru asigurarea unei comportări corespunzătoare a sistemului, sunt necesare încercări experimentale pe contravântuiri. Aceste încercări au şi rolul de a determina forţa maximă care se dezvoltă în contravântuire şi care ţine seama de creşterea rezistenţei la compresiune comparativ cu rezistența la întindere, de consolidarea materialului din miez şi de posibilitatea creşterii limitei de curgere a oțelului din miez.

(2-5) Factorul de corecţie a capacitaţii la compresiune, β, ţine seama de creşterea rezistenţei la compresiune față de rezistența la întindere, cauzată în special de interacţiunea dintre miezul de otel şi sistemul care împiedică flambajul miezului. Atunci când o contravântuire cu flambaj împiedicat este supusă la deformaţii axiale alternante (întindere şi compresiune), diferenţa dintre forţa maximă din ciclurile de întindere şi forța maximă din ciclurile de compresiune trebuie sa fie cât mai redusă (vezi Figura C 6.18). Factorul de corecţie datorat consolidării, ω, ia in considerare fenomenul de consolidare a materialului din miez in urma deformaţiilor plastice mari si a ciclurilor repetate in domeniul inelastic. Contravântuirile cu valori subunitare ale factorilor β si ω nu pot fi considerate contravântuiri împiedicate la flambaj si folosirea lor nu este permisa de aceste prevederi.

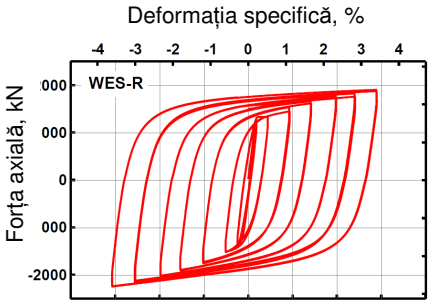


Figura C 6.18. Comportarea histeretica a contravântuirii cu flambaj împiedicat (Tsai et al. 2013)

C6.11.3. Particularități de calcul

(1-2) Contravântuirile nu fac parte din sistemul de preluare a încărcărilor gravitaţionale. De aceea, la cadrele cu contravântuiri în V şi în V întors, grinda care intersectează contravântuirile va fi proiectată astfel încât sa aibă suficientă capacitate de rezistență. Această capacitate trebuie să permită dezvoltarea deformaţiilor plastice în ambele contravântuiri pentru nivelul maxim al deplasării de nivel şi ţinând seama de capacitatea diferită la întindere şi compresiune a contravântuirii. În plus, capacitatea de deformaţie a contravântuirii trebuie sa țină seama de deformaţia suplimentară produsă de deformarea grinzii. Din aceste motive, se recomandă evitarea unor grinzi de legătură flexibile.

Atunci când se folosesc configuraţiile speciale din Figura C 6.19, aceste prevederi nu sunt relevante.

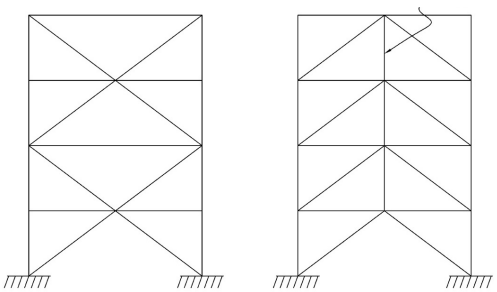


Figura C 6.19. Configuraţii speciale de cadre contravântuite centric (AISC, 2010)

C6.11.4. Calculul contravântuirilor

(4-5) Prezentele prevederi de calcul au la bază proiectarea asistată de încercări. Acestea urmăresc să asigure folosirea contravântuirilor cu flambaj împiedicat doar în limitele capacitaţii lor de deformare şi formarea de articulaţii plastice şi mecanisme de cedare bazate doar pe comportarea histeretică stabilă a contravântuirilor cel puțin până la atingerea deplasărilor maxime de nivel. În cazul în care se foloseşte o analiză elastică, deplasarea maximă de nivel corespunde dublului deplasării de nivel de calcul la SLU, dar nu mai puţin de 0,02 din înălţimea de etaj. În cazul în care se foloseşte o analiza neliniară dinamică deplasarea maximă se poate obține direct din analiză.

Conformitatea contravântuirilor se bazează pe efectuarea de încercări experimentale realizate pe baza prevederilor din SR EN 15129. Încercările constau în încercări pe elemente individuale şi încercări pe subansambluri. Încercările la întindere şi compresiune pe contravântuirea individuală au scopul de a verifica satisfacerea cerinţelor de rezistență şi deformaţie plastică exprimate prin prezentele prevederi. Valorile obţinute experimental pot fi folosite şi la determinarea forţelor maxime luate în considerare la proiectarea elementelor adiacente. În cazul încercării pe subansamblu, specimenul este încărcat axial iar îmbinările de la capete sunt rotite pentru a simula condiţiile în care lucrează contravântuirea în interiorul cadrului. Această încercare are scopul de a verifica daca cerinţele de rotire impuse de cadru în îmbinările contravântuirii nu compromit performanța acesteia. Această încercare nu poate fi folosita pentru evaluarea performanței cadrului.

Sunt acceptate în calcul atât rezultatele obţinute în cadrul încercărilor pentru proiectul respectiv cât şi rezultatele încercărilor experimentale existente în literatura de specialitate sau încercări pentru alte proiecte similare.

C6.11.5. Grinzile si stâlpii

(1-2) Atunci când se folosesc sisteme cu contravântuiri în V, deoarece capacitatea contravântuirii la întindere şi cea la compresiune sunt aproximativ egale, grinda de legătura care intersectează contravântuirile este solicitată la forţe neechilibrate reduse comparativ cu structurile similare cu contravântuiri centrice convenţionale. Nu este însă recomandată folosirea unor grinzi flexibile deoarece acest lucru poate conduce la deformaţii excesive ale grinzii şi la cerinţe suplimentare de deformaţie plastică în contravântuiri.

C6.11.6. Îmbinările contravântuirilor

(1) Îmbinările contravântuirilor nu trebuie să se plasticizeze la forţe mai mici decât cele corespunzătoare curgerii miezului din oţel. Două dintre îmbinările utilizate frecvent în practică sunt prezentate în Figura C 6.20.

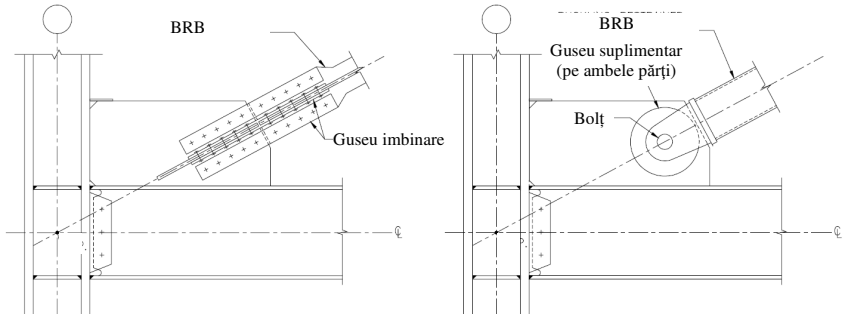


Figura C 6.20. Îmbinări pentru contravântuiri cu flambaj împiedicat

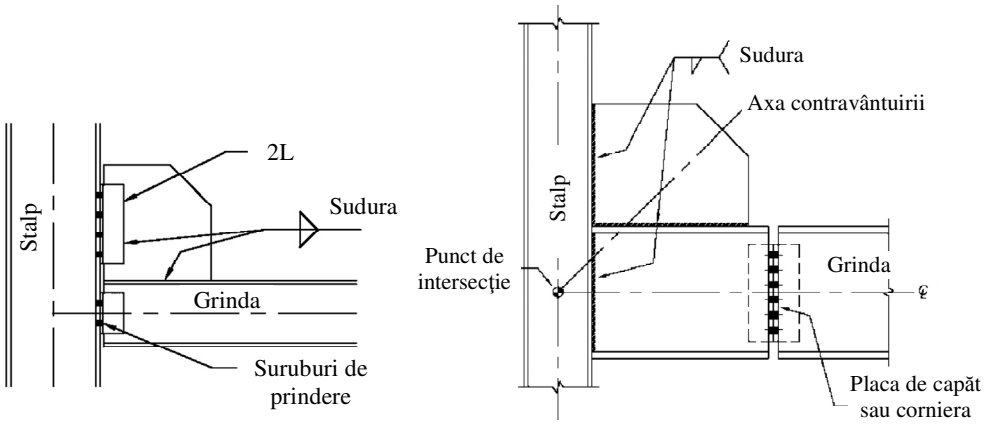


Figura C 6.21. Îmbinări grinda-stâlp articulate: Stoakes şi Fahnestock 2010 (a) şi Thornton şi Muir, 2008 (b).

(2) Îmbinările contravântuirilor trebuie dimensionate la forţa axială maximă de compresiune care se poate dezvolta în contravântuire, majorată cu un factor egal cu 1,1. Acest factor ia în considerare posibilitatea ca cerinţa de deformare sa fie mai mare decât cea folosită la determinarea factorilor β şi ω.

(3) Încercările experimentale efectuate în ultimii ani au arătat că îmbinarea poate fi unul din punctele critice în proiectarea contravântuirilor din cauza modului de cedare.

C6.11.7. Îmbinările grindă-stâlp

(1) Cadrele contravântuite pot fi supuse unor deplasări relative de nivel mari, astfel că se pot produce rotiri semnificative în îmbinările grindă-stâlp. Pentru a asigura o comportare corespunzătoare, se pot adopta atât soluţii cu grinda prinsă rigid, cât şi cu grindă prinsă articulat (vezi Figura C 6.21), caz în care îmbinarea trebuie dimensionată astfel încât să permită o rotire de cel puţin 25 mrad.

C 6.12. Controlul execuţiei

Asigurarea calităţii execuţiei unei structuri metalice solicitate seismic şi care s-a proiectat ca structură disipativă este esenţială. În acest scop, la execuţia şi montajul structurii se recomandă ca pe lângă prevederile din SR EN 1090-2 şi C150-99 să se respecte prevederile din SR EN 1993-1-10.

Bibliografie

ANSI/AISC 341-10 (2010). "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA.

ANSI/AISC 358-10 (2010). "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, One East Wacker Drive, Suite 700, Chicago, Illinois 60601-1802.

Dubina D., Grecea D., Ciutina A., Stratan A. (2000), "Influence of connection typology and loading asymmetry", in F. Mazzolani (ed.), Moment resisting connections of steel building frames in seismic areas, E & FN SPON, p. 217-244.

ECCS (1985). "Recommended Testing Procedures for Assessing the Behaviour of Structural Elements under Cyclic Loads", European Convention for Constructional Steelwork, Technical Committee 1, TWG 1.3 – Seismic Design, No.45

FEMA 350, (2000). "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings", SAC Joint Venture.

FEMA 356, (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington (DC).

GP 082/2003. "Ghid privind proiectarea îmbinărilor ductile la structuri metalice în zone seismice". Buletinul Construcţiilor, nr. 16/2004.

Mazzolani, F.M., Moment resistant connections of steel frames in seismic areas: Design and Reliability. London: E & FN Spon, 2000.

OPUS (2010). "Optimizing the seismic performance of steel and steel-concrete structures by standardizing material quality control". Contract no. RFSR-CT-2007-00039. Final Report. Research Programme of the Research Fund for Coal and Steel.

SR EN 1090-2+A1:2012. "Executarea structurilor de oţel şi structurilor de aluminiu. Partea 2: Cerinţe tehnice pentru structurile de oţel"

SR EN 15129: 2010. "Dispozitive antiseismice".

SR EN 1993-1-1:2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri"

SR EN 1993-1-10:2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-10: Alegerea claselor de calitate a oţelului"

SR EN 1993-1-3:2007. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-3: Reguli generale. Reguli suplimentare pentru elemente structurale şi table formate la rece"

SR EN 1993-1-5:2007. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-5: Elemente structurale din plăci plane solicitate în planul lor"

SR EN 1993-1-8:2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor"

SR EN 1998-1: 2003. "Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri".

SR EN 1990 " Eurocod: Bazele proiectării structurilor"

Stoakes, C.D. şi Fahnestock, L.A., “Flexural Behavior of Concentrically-Braced Frame Beam-Column Connections,” ASCE Structures Congress 2010, Orlando, FL, May 2010.

Thornton, W.A. şi Muir, L.S. (2008). "Vertical Bracing Connections in the Seismic Regime". ECCS / AISC Workshop Connections in Steel Structures VI. June 23-24, 2008. Chicago, IL.

Tsai, K.C., Lin, P. C., Wu, A. C., Chuang, M. C. (2013). "Buckling restrained braces: research and implementation in Taiwan". Steel Innovations Conference 2013, Christchurch, New Zealand, 21-22 February 2013.

C 7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR COMPOZITE

C 7. Generalităţi

C 7.1.1 Domeniu

C 7.1.1 Prevederile de proiectare ale structurilor compozite oţel laminat - beton armat solicitate la acţiunea seismică cuprinse în P100-1 au la bază capitolul 7 din SR EN 1998-1. În acest cod există numeroase trimiteri la celelalte Eurocoduri: SR EN 1992-1-1, SR EN 1993-1-1 şi în special SR EN 1994-1-1. Acest capitol 7 din SR EN 1998-1 cunoaşte de la ediţie la ediţie modificări şi completări importante pe măsura stadiului cercetărilor în această direcţie.

Prevederile din NP 033-99 care nu mai este in vigoare sunt înlocuite de prevederile prezentului capitol.

C 7.1.2 Principii de proiectare

C 7.1.2 Principiile de proiectare ale structurilor compozite în zone seismice sumează principiile de bună conformare ale structurilor din beton armat cu cele ale structurilor din oţel.

Structurile compozite se proiectează în zonele cu seismicitate ridicată de regulă ca structuri disipative cu disipare înaltă. Totuşi, în cazul unor supradimensionări inerente ale elementelor de beton armat cu armatură rigidă, se poate realiza o relaxare corespunzătoare a condiţiilor de ductilitate. Este, de exemplu, cazul stâlpilor solicitaţi predominant la compresiune în cadrul structurilor cu pereti şi cadre, stâlpi la care se pot relaxa condiţiile de ductilitate la încovoiere destul de restrictive în acest cod în raport cu NP-033.

Structurile compozite cu zone disipative de oţel în grinzi sunt considerate fezabile numai în măsura în care se împiedică manifestarea acţiunii compozite în aceste zone prin separarea betonului de componenta de oţel.

Structurile hibride la care se face tranziţia între o substructură de beton armat şi o substructură de oţel prin intermediul unei substructuri din beton armat cu armatură rigidă pot asigura un transfer fluent de eforturi şi deformaţii fără variaţii bruşte de rigiditate şi de capacitate de rezistenţă.

În structurile slab disipative, eforturile secţionale se vor determina pe baza unui calcul elastic fără a se ţine cont de comportarea neliniară a materialelor, dar considerând reducerea momentelor de inerţie datorată fisurării betonului.

C 7.2 Materiale

C7.2 În elementele compozite nu se va folosi beton de clasă sub C20/25 datorită proprietăţilor sale necorespunzătoare de rezistenţă în special în zone de concentrări de eforturi cum ar fi în zona betonului de acoperire a oţelului structural.

Utilizarea betoanelor de înaltă rezistenţă se limitează la C50/60 în cazul elementelor compozite în zone seismice datorită reducerii deformaţiei limită ultime la compresiune şi deci a ductilităţii pentru clase mai mari de beton. Printr-o conformare speciala se poate mări capacitatea de deformare , dar datorita dificultăţilor de realizare ale acesteia

se justifică limitările de mai sus. La elementele din ţeavă umplută cu beton este mai favorabilă utilizarea betoanelor de clasă înaltă deoarece starea de eforturi triaxiale măreşte semnificativ deformaţia ultimă.

Materialele pentru oţelul structural trebuie să îndeplinească condiţiile legate de raportul între rezistenţa de rupere şi cea de curgere, de alungirea la rupere şi de lungimea palierului de curgere specificate la pct 6.2.(2), iar materialele pentru armături de oţel beton, condiţiile din 5.3.1(c). Condiţiile privind ductilitatea oţelului ales la elemente disipative sunt importante pentru comportarea în domeniul post-elastic a acestor elemente. Nu se vor folosi oţeluri cu rezistenţă de curgere mai mare de $460N/mm^2$ deoarece sunt în general insuficient de ductile.

C 7.3.1 Tipuri de structuri

C 7.3.1 Realizarea practică sub formă compozită a principalelor tipuri de elemente şi subansamble: grinzi, stâlpi, noduri, contravântuiri, pereţi, plăci, permite includerea în cadrul structurilor compozite a tuturor tipurilor de structuri de oţel şi de beton armat.

C 7.3.2 Factori de comportare

C 7.3.2 Factorii de comportare q care exprimă capacitatea de disipare a energiei seismice a diferitelor tipuri de structuri compozite a căror valori sunt date în tabelul 7.2 sunt măriţi în cazul structurilor cu disipare înaltă respectiv : structurile compozite în cadre cu mai multe niveluri şi deschideri, structuri compozite duale, structurile cu mai mult de 2 pereţi compoziţi cuplaţi pe fiecare direcţie, prin valori diferenţiate ale raportului α_u/α_1.

Testele experimentale realizate indică valori mai mari ale factorului de comportare q la structuri compozite decât la structuri de beton armat .

C 7.4 Acţiunea de diafragmă a planşeelor compozite

C 7.4 Pentru ca planşeele compozite să-şi manifeste în domeniul elastic rolul de şaibă rigidă, se vor face verificări ale capacităţii lor de rezistenţă la încovoiere în planul lor cât şi a capacităţii de rezistenţă la lunecare în lungul grinzilor la forţe cu 25 % mai mari decât cele asociate mecanismului de disipare al structurii în ansamblul ei. Se va verifica de asemeni capacitatea planşeelor compozite de transmitere a reacţiunilor la elementele verticale. Conectarea planşeelor compozite de grinzi se va dimensiona şi alcătui astfel încât să permită transmiterea forţelor de forfecare rezultate din acţiunea de diafragmă. Tipurile de conectori recomandaţi în zone seismice sunt cei ductili respectiv dornurile cu cap. Relaţiile pentru calculul conectorilor sunt date în SR EN 1994-1-1

C 7.5 Proiectarea structurilor disipative compozite

C 7.5.1 Criterii de proiectare a structurilor disipative compozite

C7.5.1 Criteriile de proiectare a structurilor compozite se referă la asigurarea condiţiilor de rezistenţă, ductilitate, stabilitate şi deformabilitate ale acestora.

Metoda ierarhizării capacităţii de rezistenţă permite impunerea unui mecanism de plastificare favorabil iar prin respectarea unor condiţii de alcătuire şi dimensionare se asigură ductilităţile necesare în zonele disipative.

Pentru verificarea la starea limită ultimă la încovoiere a unei secţiuni din zonele disipative ale elementelor compozite, se determină limita inferioară a capacităţii de rezistenţă, utilizând rezistenţele de calcul ale materialelor. Nu se ia în considerare la calculul capacităţii de rezistenţă, în acest caz, oţelul neductil care poate apare în secţiune de exemplu ca armătură a plăcii.

Eforturile de proiectare pentru verificarea secţiunilor nedisipative, se vor calcula în situaţia realizării mecanismului de disipare utilizând limita superioară a capacităţii de rezistenţă. Limita superioară a capacităţii de rezistenţă se determină considerând factorii de suprarezistenţă ai elementelor disipative şi toată armătura din secţiunea de calcul.

Se urmăreşte prin aceasta metoda:

- dirijarea prin proiectare a formării unui mecanism plastic de cedare favorabil;

- o protecţie corespunzătoare în raport cu ruperile cu caracter casant, de exemplu, asigurarea unei capacităţi de rezistenţă la forţă tăietoare superioare capacităţii la încovoiere;

- o comportare în domeniul elastic a zonelor nedisipative;

C 7.6 Proiectarea cadrelor compozite necontravântuite

C 7.6.1 Prevederi generale

C 7.6.1 Cadrele compozite se vor proiecta astfel încât zonele critice să fie dirijate la extremităţile grinzilor compozite. Chiar dacă anumite extremităţi ale grinzilor compozite au probabilitate redusa de a deveni zone disipative, ele se vor supune aceloraşi reguli de conformare. Se admit deformaţii plastice în secţiunile de la baza stâlpilor şi în secţiunile stâlpilor de partea superioară a ultimului nivel al cadrelor etajate cu condiţia ca $N_{Ed}/N_{pl,Rd}<0,3$.

Ductilitatea zonelor disipative ale cadrelor compozite se asigura prin măsuri de evitare a ruperilor cu caracter casant. Efectul compozit se va asigura cel puţin până la atingerea capacităţilor de rezistenţă la încovoiere a zonelor disipative.

- Pentru protecţia la ruperile datorate forţei tăietoare se recomandă:

  - ca secţiunile de oţel laminat ale grinzilor şi stâlpilor compoziţi să se realizeze cu inimă plină;

  - forţa tăietoare de calcul să fie determinată pe baza mecanismului de disipare;

  - să existe o corectă corelare între cerinţele şi capacităţile la forţa tăietoare a celor doua componente : armatura rigidă şi betonul armat. Aceasta corelare se realizează în raport cu momentele capabile la încovoiere ale celor doua componente.

- Pentru protecţia împotriva cedărilor datorate instabilităţii locale a elementelor din oţel comprimate se recomandă:

  - să se respecte limitele de supleţe ale elementelor de oţel date în tabelul 7.3 ;

- în cazul elementelor din BAR să se respecte acoperirea recomandată cu beton (de 100mm) şi să existe o armare corespunzătoare cu etrieri;

- să existe eventual elemente de conectare între tablele de oţel comprimate şi betonul înconjurător;

- Pentru protecţia împotriva ruperilor datorate lunecării se recomandă :

- lunecarea de calcul se va determina pe baza mecanismului de disipare prin integrarea eforturilor unitare normale în domeniul plastic şi asigurarea astfel a unei conectare totale ;

- lunecarea va fi preluată în zonele critice prin mecanisme de aderenţă , frecare şi prin conectori ;

- verificarea la lunecare a plăcii în lungul grinzii ,în cazul planşeelor compozite cu tablă cutată ,verificare care poate să fie în acest caz critică ;

- Pentru protecţia zonelor de îmbinari ale armăturii rigide:

- zonele de îmbinare ale oţelului laminat din elementele compozite vor avea un grad de asigurare superior în raport cu restul zonelor şi se vor amplasa în zone de eforturi mai reduse;

- Pentru protecţia împotriva ancorării insuficiente a armăturii rigide în infrastructuri:

- placa de bază a armăturii rigide a stâlpilor şi a pereţilor va fi înglobată în beton armat. În cazul clădirilor etajate, armatura rigidă se va ancora cel puţin pe înălţimea unui subsol;

- pe înălţimea înglobării se vor dispune elemente de conectare de tipul conectorilor de lunecare sau a barelor de coasere care trec prin găuri prevazute în armatura rigidă;

- Nodurile grindă-stâlp vor fi dimensionate cu un grad de asigurare superior zonelor disipative adiacente astfel încât să lucreze în domeniul elastic.

- Se recomandă ca pe înălţimea clădirii să se evite variaţia bruscă de rigiditate şi de capacitate de rezistenţă.

C 7.6.2 Calculul structural al cadrelor compozite

C 7.6.2 Pentru calculul structural prin metoda generală de proiectare interesează rigiditatea secţiunilor compozite.

Rigiditatea secţiunilor compozite având beton în zona comprimată se calculează prin transformarea lor în secţiuni echivalente cu considerarea unui coeficient de echivalenţă $n=E/E_{cm}$, unde E şi E_{cm} sunt modulele de elasticitate ale oţelului şi respectiv modulul de elasticitate secant al betonului pentru încărcări de scurtă durată.

În condiţiile în care la calculul secţiunilor compozite, betonul întins se neglijează fiind fisurat, în cazul grinzilor compozite, se pot considera două rigidităţi la încovoiere: EI_1 pentru zona de moment pozitiv cu luarea în considerare a lăţimii efective de placă şi EI_2 pentru zona de momente negative cu considerarea armăturii din lăţimea efectivă de placă sau o rigiditate medie pentru întreaga deschidere.

Pentru stâlpii compoziţi avand de regulă secţiuni dreptunghiulare zona întinsă fiind fisurată ,rigidităţile se calculează cu relaţiile :

$$(EI)_c=0,9(EI_a+ 0.5E_{cm}I_c+EI_s)$$

Pentru verificarea deplasărilor laterale la starea limită de serviciu reducerea forţelor seismice se va realiza prin factorul ν care ţine cont de perioada de revenire mai scurtă a acestora, şi rigidităţi ale elementelor considerând betonul fisurat.

C 7.6.3 Supleţea pereţilor secţiunilor de oţel care alcătuiesc elementele compozite

C 7.6.3 Starea limită ultimă a zonelor disipative corespunde în cazul elementelor compozite atingerii capacităţii de rotire plastică care poate fi limitată de 3 fenomene: zdrobirea şi desprinderea componentei de beton, ruperea şi flambajul barelor de armatură şi instabilitatea locală a oţelului structural.

Valorile supleţelor limită ale pereţilor secţiunilor de oţel depind decisiv de gradul de înglobare în beton existand trei situaţii: fără înglobare, cu înglobare parţială sau totală în beton, ţevi umplute sau umplute şi înglobate în beton. Supleţea limită se reduce cu mărirea rezistenţei caracteristice a oţelului. Supleţea limită pentru clasa de ductilitatea medie a structurii este mai mare cu max 50% decât în clasa de ductilitate înaltă. Dacă se compară clasa 1 de supleţe limită a secţiunilor din oţel dată în anexa F cu supleţea limită a elementelor compozite , rezultă valori limită cel puţin de doua ori mai mari prin înglobarea în beton a secţiunilor de oţel în condiţiile în care sunt respectate detaliile de conectare şi de acoperire cu beton prevăzute în prezentul cod.

C 7.6.4 Transferul de eforturi şi deformaţii între oţel şi beton

C 7.6.4 Manifestarea acţiunii compozite la nivel de secţiune şi mobilizarea întregii capacităţi de rezistenţă a acesteia este condiţionată de evitarea lunecarilor relative între componentele de beton şi de oţel prin preluarea eforturilor de lunecare pe tot domeniul de solicitare. Aceasta se realizează prin forfecarea directa a betonului de acoperire în cazul elementelor din BAR, prin aderenţă şi frecare la interfaţă prin conectori de lunecare sau reacţiuni directe, prin efecte de împănare între componente.

Există următoarele situaţii în care este necesară verificarea transferului de eforturi între beton şi oţel:

- la preluarea forţelor de lunecare longitudinală asociate mecanismului de disipare;

- la repartizarea reacţiunilor transmise numai uneia dintre componente la cealaltă componenta de exemplu de la ţeava de oţel la miezul din beton;

- la ancorarea armăturilor rigide;

Valorile efortului tangenţial mediu de aderenţă depind decisiv de frecare. Pe zonele în care se creează o neumplere cu beton de exemplu sub tălpile grinzilor de oţel, acest efort este 0. În cazul elementelor cu înglobare parţială în beton şi al ţevilor umplute, aderenţa este mai scazută datorită contracţiei betonului.

Aderenţa depinde de stratul de acoperire cu beton al armăturii rigide şi de procentul de armare cu etrieri. În raport cu elementele solicitate static, efortul unitar mediu de aderenţa pentru calculul elementelor la acţiunile seismice alternante se diminueaza la 50%. Valori recomandate obţinute în tabelul 6.6 din SR EN 1994 -1-1 sunt

acoperitoare faţa cele recomandate în P100-1 Astfel, pentru o acoperire cu beton de 100 mm a armăturii rigide se obţin următoarele valori ale efortului unitar de aderenţa:

- secţiuni din oţel total înglobate (BAR) 0.5x0.3x2.2= 0,33N/mm^2
- tălpile profilelor parţial înglobate 0.5x 0.2= 0,1N/mm^2
- inimile profilelor parţial înglobate -
- interiorul ţevilor circulare umplute cu beton 0.5x0.55=0,275 N/mm^2
- interiorul ţevilor rectangulare umplute cu beton 0.5x 0.4= 0,2 N/mm^2

Dispunerea de conectori sudaţi de inimile profilelor de oţel conduce la mărirea frecării pe interiorul tălpilor prin bielele comprimate ce se formează între baza conectorilor şi tălpi.

În preluarea eforturilor de lunecare longitudinală care rezultă din încovoiere se poate neglija în mod acoperitor contribuţia aderenţei astfel :

- În cazul grinzilor din oţel compozite cu plăci de beton armat , lunecarea este preluată în întregime de conectori. În cazul grinzilor disipative, gradul de conectarea va fi total.

- În cazul elementelor din BAR, lunecarea longitudinală este de regulă preluată în întregime de betonul şi etrierii din acoperirea cu beton.

Dacă forfecarea directă a betonului de acoperire, reacţiunile directe între beton şi oţel, aderenţa şi frecarea nu pot asigura intregral transferul de eforturi tangenţiale asociate mecanismului de plastificare, se vor dispune conectori care împreuna cu celelalte fenomene să asigure preluarea în întregime a forţele de lunecare asociate atingerii capacităţilor la încovoiere a elementului.

C 7.6.5 Grinzi compozite

C 7.6.5 Condiţiile pentru verificarea grinzilor compozite în zonele disipative sunt similare condiţiilor grinzilor de beton armat sau oţel.

- Determinarea momentului capabil al secţiunilor compozite se bazează pe următoarele ipoteze :

  - secţiunile plane rămân plane;

  - armăturile şi oţelul structural , suferă aceleaşi deformaţii relative ca betonul adiacent,

  - rezistenţa la întindere a betonului se neglijează;

  - eforturile în betonul comprimat se deduc din diagrama efort-deformaţie de calcul dată în SR EN 1992-1-1;

  - eforturile în armăturile pentru beton armat se deduc din diagramele de calcul date în SR EN 1992-1-1;

  - eforturile în oţelul structural se deduc din diagramele de calcul date în SR EN 1993-1-1;

- Metodele utilizate în determinarea momentelor capabile sunt : metoda generală, şi metoda simplificată detaliate în SR EN 1994-1-1.

- Momentul capabil plastic se determina din echilibrul pe secţiune al eforturilor interioare prin scrierea ecuaţiei de moment raportată la centrul plastic al secţiunii (în cazul secţiunilor simetrice – centrul de greutate).

- Momentele capabile în cazul secţiunilor din BAR se determină şi pentru fiecare componentă în parte : $M_{pl,c,Rd}$ pentru beton armat şi $M_{pl,a,Rd}$ pentru oţel cu condiţia:

$M_{pl,Rd} = M_{pl,,c,Rd} + M_{pl,a,Rd}$

- Momentele de proiectare se determină astfel:

  - momentele de proiectare ale secţiunilor disipative ale grinzilor M_{Ed} sunt momentele maxime din diagramele înfăşurătoare în secţiunile respective considerand gruparile de încărcări semnificative ;

  - se permit redistribuţii de momente între secţiunile unei grinzi şi între grinzile unui cadru cu până la 20% pe baza capacităţii de deformare plastică a acestora păstrând însă efectul acţiunii pe ansamblu;

- Cerinta de rezistenţă la încovoiere se exprimă cu relaţia: $M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1,0$

- Forţele tăietoare de proiectare din grinzi V_{Ed} se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea transversală din gruparea seismică şi momentele de la extremităţile grinzii, corespunzătoare pentru fiecare sens de acţiune formării articulaţiei plastice în grinzi, sau în elementele verticale conectate în nod. Distanţa între articulaţiile plastice se determină corespunzător acestei situaţii.

- Forţa tăietoare de proiectare se împarte între componenta de beton armat $V_{c,Ed}$ şi componenta din oţel structural $V_{a,Ed}$ în raport cu momentele capabile ale acestora cu relaţiile :

$V_{c,Ed} = V_{Ed} \; M_{pl,c,Rd} / M_{Rd}$

$V_{a,Ed} = V_{Ed} \; M_{pl,a,Rd} / M_{Rd}$

- Forţa tăietoare verticală capabilă se determină pentru fiacare componentă în parte astfel :

  - pentru componenta din beton armat cu relaţiile din SR EN 1992-1-1 respectiv cu relaţia : $V_{pl,c,Rd} = \frac{A_{sw}}{s} z \; f_{ywd} ctg\theta$

  Valoarea unghiului θ se considera $ctg\theta = 1$ ($\theta = 45^o$) ,

  $z = 0,9\,d$, $f_{ywd} = 0.8\, f_{ywk}$

  - pentru componenta din oţel cu relaţiile din SR EN 1993-1-1

- Verificarea la forţă tăietoare se realizează pe componente şi pe ansamblu pentru secţiunea compozită .

La verificarea secţiunii de oţel se aplica coeficientul 0,5 de reducere a capacităţii de rezistenţă la forţă tăietoare respectiv :

$V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd} \leq 0,5.$

C 7.6.5.1 Condiţiile aplicate zonelor disipative ale grinzilor din oţel compozite cu plăci din beton armat urmăresc:

- în cazul plăcilor în zone comprimate,păstrarea integrităţii plăcii din beton armat în timpul acţiunii seismice prin:

  - limitarea din condiţii de ductilitate a înălţimii relative a zonei comprimate a betonului x/h conform tabelului 7.4;

  - dispunerea în placă, în zona stâlpului de armături suplimentare transversale grinzii cu rol de tirant la transmiterea compresiunilor de la placă la stâlp;

- în cazul plăcilor în zone întinse, evitarea flambajului zonelor comprimate ale componentei de oţel prin alegerea unor secţiuni în clasa I de supleţe şi prin limitarea procentului de armătură din zonele întinse de placă. O soluţie de evitare a flambajului tălpilor comprimate este transformarea zonelor de reazem ale grinzilor compozite cu placă în zone de grinzi BAR.

Determinarea lăţimii efective a plăcii b_e din tabelul 7.5 exprimată în vecinatatea nodurilor este utilă în două situaţii:

- determinarea rigidităţii pentru calculul elastic;

- determinarea capacităţii de rezistenţă la încovoiere;

În calculul momentului capabil la încovoiere interesează:

- lăţimea efectivă a plăcii comprimate la momente pozitive şi

- lăţimea efectiva de placă în care armăturile întinse sunt considerate active la moment negativ. În acest caz este important modul de ancorare al armaturilor întinse din placă în special la nodurile marginale (prin sudura , realizarea de bucle , etc).

- în câmpul grinzilor compozite pentru calcul lăţimii efective de placă se poate considera relaţia din SR EN 1994-1-1 respectiv $b_{ei} = L_e/8$ unde L_e este lungimea zonei de moment pozitiv.

- în zonele de reazem, lăţimea activă la moment negativ este în aceeaşi secţiune mai mare decat lăţimea activă la moment pozitiv datorită restricţiilor mai mari care se impun transmiterii compresiunilor din placă stâlpului decât cele aplicate armăturilor aflate în zone întinse fisurate.

- lăţimea activă la moment pozitiv în vecinatatea nodurilor marginale depinde de modul în care se asigură transmiterea compresiunilor (direct la stâlp , dacă există placă în consolă faţă de stâlpul marginal, grinzi sau elemente transversale de margine) Momentele capabile ale grinzilor din oţel compozite cu plăci de beton armat se determină prin metoda simplificată sau prin metoda generală.

C 7.6.5.2 Momentele capabile ale grinzilor de beton armat cu armătură rigidă se determină prin metoda simplificată sau metoda generală.

Lăţimea efectivă de placă se determină în conformitate cu 5.3.4.1.1 respectiv $2h_f$ de fiecare parte a grinzii în cazul stâlpilor exteriori şi $4h_f$ în cazul stâlpilor interiori.

Lungimea zonelor disipative este respectiv $l_{cr}=1.5h_b$ (h_b - înălţimea grinzii) măsurată de la faţa stâlpilor BAR sau a zonelor de aceeaşi lungime situate deoparte şi de alta a unei secţiuni din câmpul grinzii.

Mărirea lungimii zonelor disipative din câmpurile grinzilor la $3h_b$ fata de prevederile anterioare se datorează incertitudinii mai mari a extinderii zonelor de cugere în raport cu punctul de iniţiere.

Asigurarea condiţiilor de ductilitate locală în zonele disipative ale grinzilor compozite sunt cele prevăzute la 5.3.4.1.2 pentru grinzi de beton armat şi se refera la asigurarea unor coeficienţi minimi de armare longitudinală şi transversală, limitarea înălţimii zonei comprimate a secţiunii şi a distanţei între etrieri. În cazul componentei din oţel condiţiile de la 6.6.2 nu se aplică datorită înglobarii în beton.

C 7.6.6 Stâlpi compoziţi de beton armat cu armătură rigidă (cu secţiunea din oţel total înglobată în beton)

C 7.6.6 Eforturile de proiectare ale secţiunilor stâlpilor N_{Ed}, V_{Ed}, M_{Ed} se determină în ipoteza dezvoltării mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice cu relaţiile prevăzute în articolul 5.3.3.3 luând în considerare următorii factori:

- factorul de suprarezistenţă al grinzilor $\sum M_{Rb} / \sum M_{Edb}$ (în nod sau pe nivel);

- factorul de suprarezistenţă datorat efectelor de consolidare al oţelului din grinzi γ_{Rd} .

Valorile eforturilor secţionale rezultate din calculul structural la încărcări seismice vor ţine cont de imperfecţiunile geometrice şi de efectele de ordinul 2 dacă aceste efecte sunt seminicative.

În condiţiile în care aplicarea metodei dirijării capacităţii de rezistenţă la cadre din BAR poate conduce la supradimensionari de stâlpi, în special la cladiri cu puţine niveluri şi la grinzi cu deschideri şi încărcări gravitaţionale mari, pentru optimizarea structurii în aceste cazuri se poate apela la una din soluţiile :

- realizarea de redistribuţii la un anumit nivel a momentelor din stâlpi şi grinzi în condiţiile realizării echilibrului de nod şi ale păstrării constante a forţei tăietoare de nivel;

- realizarea de grinzi cu zone disipative de oţel în vecinatatea stâlpilor prin deconectarea pe aceste zone a plăcii de grinda de oţel;

- reducerea tălpilor grinzilor de oţel în zonele disipative;

- realizarea de îmbinari semirigide între armătura rigidă din stâlp şi grindă cu condiţia ca să nu se formeze plastificări nedorite ale nodului;

- apariţia de articulaţii plastice în anumiţi stâlpi cu condiţia ca să existe

suficiente elemente puternice (stâlpi sau pereţi) care să împiedice apariţia de mecanisme nedorite de etaj sau de nod;

Condiţia de ductilitate pe care trebuie să o respecte forţa axială de calcul este :
$n=N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed} / (A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}) \leq 0,3$.

Acestă condiţie din P100-1 este preluată din SR EN1998-1 si este mai restrictrivă decât cea data in NP033-99 .

Condiţiile de ductilitate referitoare la forţa axială a stâlpilor se pot relaxa în cazul structurilor în cadre cu noduri fixe în combinaţie cu structuri rigidizate la forţe orizontale (cu pereţi de beton armat sau cu contravantuiri).

Capacităţiile de rezistenţă la încovoiere şi la forţă tăietoare ale stâlpilor compoziţi se calculează ca sumă a contribuţiei secţiunii de oţel şi a secţiunii de beton armat cu relaţiile din SR EN 1992-1-1 şi SR EN 1993-1-1.

Verificările la forţă tăietoare se realizează pe componente distribuind forţa tăietoare de proiectare totală între componente funcţie de momentele capabile la încovoiere cu forţă axiala ale acestora.

În cazul structurilor compozite disipative, zonele de la extremităţile stâlpilor de la fiecare nivel de lungime l_{cr} se proiectează ca zone disipative (critice) pentru care se iau măsuri de asigurare a ductilităţii proprii stâlpilor din beton armat prevăzute în 5.3.4.2.2 respectiv : de asigurare a unor coeficienţi minimi de armare longitudinală şi transversală, de limitare a înălţimii zonei comprimate a secţiunii şi a distanţei între etrieri, condiţii privind dispunerea barelor şi a etrierilor în secţiune. O menţiune specială se referă la acoperirea cu beton a armăturii rigide care nu trebuie să fie în cazul elementelor BAR mai mică de 100 mm pentru ca ruperea prin lunecare longitudinală să nu devină critică.

C 7.6.7 Stâlpi compoziţi din ţeavă umplută cu beton

C7.6.7 Stâlpii compoziţi din ţeavă se realizeaza în următoarele variante:

-stâlpi din ţeavă umplută cu beton simplu sau cu beton armat;

-stâlpi din ţeavă umplută şi înglobată în beton armat;

-stâlpi din ţeavă neumplută şi înglobată în beton armat;

-stâlpi din beton armat înglobaţi în ţeavă de oţel fără continuitate şi eventual cu aderenţă redusă între beton şi ţeavă;

Pentru proiectarea stâlpilor din ţevi de oţel umplute cu beton sau umplute şi înglobate în beton se pot utiliza relaţiile de calcul ale capacităţii de rezistenţă la încovoiere şi forţă tăietoare date in SR EN 1994-1-1.

Particularităţile acestor stâlpi sunt :

- În cazul stâlpilor din ţeavă circulară exista o interacţiune favorabilă între ţeava de oţel şi miezul de beton care se manifestă prin creşterea rezistenţei la compresiune şi a deformaţiei specifice de rupere a betonului din miez datorită confinării dar şi o reducere a rezistenţei de curgere axiale a oţelului ţevii datorită întinderii radiale la care este supus. Creşterea rezistenţei la compresiune este considerată în calcul prin coeficientul supraunitar 1/0.85. Aceste influenţe favorabile sunt mai semnificative la excentricităţi ale forţei axiale reduse $e/d < 0.1$.

- Miezul de beton mareşte forţa asociată flambajului local al ţevii. Această influenţă pozitivă se exprimă prin posibilitatea reducerii supleţei limită a ţevilor din oţel umplute cu beton în raport cu cele de oţel.

- Armarea miezului din beton este utilă în următoarele situaţii:

- pentru mărirea capacităţii de rezistenţă a stâlpului compozit;

-pentru asigurarea capacităţii de rezistenţă a stâlpului la încărcări gravitaţionale asociate acţiunii focului;

- pentru a se asigura continuitatea şi transferul parţial al capacităţii de rezistenţă între stâlpul compozit şi stâlpul de beton armat în cazul structurilor hibride;

- Transferul de eforturi şi deformaţii între ţeava de oţel şi miezul de beton necesar pentru distribuţia reacţiunilor aplicate numai ţevii se face prin aderenţă sau dacă nu este suficient prin elemente de conectare: dornuri sudate, bare sau profile care traversează miezul .Rezistenţa la compresiune locală generată sub gusee sau rigidizări se va determina cu relaţiile din

SR EN1994-1-1:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd}\left(1+\eta_{cL}\frac{t}{a}\frac{f_{yk}}{f_{ck}}\right)\sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \le \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \quad \le f_{yd}$$

t	este grosimea peretelui ţevii,
a	este diametrul ţevii sau lăţimea secţiunii ţevii rectangulare
A_c	este aria secţiunii de beton a stâlpului;
A_1	este aria încărcată de sub guseu $Ac/A_1<20$
η_{cL}	coeficient egal cu 4,9 pentru ţevi circulare şi 3.5 pentru ţevi rectangulare

În cazul elementelor din ţevi umplute cu beton, capacitatea de rezistenţă la forţă tăietoare a stâlpului este determinată fie de capacitatea componentei din oţel fie de capacitatea betonul armat confinat de ţeava din oţel pentru un model de grindă cu zăbrele în care se formează în interiorul ţevii o diagonală comprimată. Acest model permite în cazul ţevilor umplute cu beton armat să se ţină cont şi de armarea transversală a miezului.

C 7.6.8 Elemente compozite cu secţiunea de oţel parţial înglobată în beton armat

C 7.6.8 Elementele compozite cu secţiunea de oţel parţial înglobată în beton sunt utilizate pentru avantajele care le au în raport cu stâlpii de oţel respectiv:

- mărirea rigidităţii stâlpului de oţel prin înglobare parţială în beton în condiţiile păstrării gabaritului;

- împiedicarea parţială a flambajului zonelor comprimate ale inimilor şi ale tălpilor. În cazul în care se sudeaza bare transversale de tălpi există posibilitatea reducerii consumurilor de oţel prin mărirea supleţei limită cu până la 50% în condiţiile prevazute în acest paragraf;

- reducerea suprafeţei care trebuie protejată la foc;

- posibilitatea facilă de intervenţie ulterioară pe faţa neînglobată a tălpilor;

Contribuţia la capacitatea de rezistenţă la încovoiere şi la forţă tăietoare a betonului armat de înglobare este redusă şi de aceea de regulă se neglijează. În cazul în care sunt luate măsuri speciale de mobilizare a rezistenţei betonului armat de înglobare prin realizarea de legături transversale între beton şi grinda de oţel, această rezistenţă poate fi considerată în calcul.

În cazul stâlpilor compoziţi cu secţiunea de oţel parţial înglobată în beton, verificarea transferului de eforturi între oţelul încărcat unilateral de către reacţiunile grinzilor şi betonul de înglobare conduce de regulă la obligativitatea dispunerii de conectori sau de bare de armătură sudate de inima profilului de oţel. Conectorii contribuie la transferul de eforturi prin capacitatea lor la lunecare longitudinală P_{Rd} şi prin frecarea suplimentară pe care o determină pe tălpi ($1/2\mu\ P_{Rd}$ pentru fiecare rând de conectori şi fiecare talpă).

C 7.6.9 Nodurile cadrelor compozite disipative

C 7.6.9 Tipurile de noduri compozite şi hibride întâlnite în practica de proiectare sunt:

- noduri compozite de beton armat cu armatură rigidă cu stâlpi şi grinzi din BAR;

- noduri compozite cu stâlpi BAR şi grinzi de oţel compozite cu plăci;

- noduri compozite cu stâlpi din ţeavă umplută cu beton şi grinzi de oţel compozite cu plăci de beton armat;

- noduri compozite cu stâlpi cu secţiunea de oţel parţial înglobată în beton şi grinzi de oţel compozite cu plăci;

- noduri hibride cu stâlpi din BAR şi grinzi de beton armat;

- noduri hibride cu stâlpi din ţevi umplute cu beton şi grinzi de beton armat;

- noduri hibride cu stâlpi cu secţiunea de oţel parţial înglobată în beton armat şi grinzi de beton armat;

- noduri hibride cu stâlpi de beton armat şi grinzi de oţel compozite cu plăci sau BAR;

Nodurile compozite din BAR sunt nodurile la care fiecare componentă (beton armat şi oţel) a elementelor işi poate transfera direct eforturile între grinzi şi stâlpi. În condiţiile în care echilibrul în nod se respectă pentru fiecare dintre componente, transferul între aceste componente la nivelul nodului este redus.

Capacitatea de rezistenţă a nodului compozit se determină pentru un model cu un sistem diagonal de eforturi la care participă atât armatura rigidă cât şi betonul armat din nod.

Capacitatea nodului compozit la forţă tăietoare se poate calcula prin suprapunere de efecte cu realaţia: $V_{wp,Rd} = V_{wp,c,Rd} + V_{wp,a,Rd}$

Pentru componenta de beton armat se pot utiliza relaţiile din SR EN 1994-1-1 respectiv:

$$V_{wp,c,Rd} = 0.85\, v\, A_c\, f_{cd} \sin\theta$$ unde

$$A_c = 0.8\,(b_c - t_w)\,(h - 2t_f)\cos\theta$$

$$\theta = \text{arctg}\,[(h - 2t_f) / z\,]$$

b_c este lăţimea miezului beton;

h este înălţimea secţiunii stâlpului;

t_f este grosimea tălpii stâlpului;

t_w este grosimea inimii stâlpului;

z este braţul de pârghie

v, coeficient de reducere care ţine seama de efectul compresiunii longitudinale din stâlp asupra rezistenţei de proiectare a panoului inimii stâlpului la forfecare $v = 0.55\ [(1 + 2\ (N_{ed}/\ N_{pl,Rd}))] \leq 1.1$

Pentru componenta de oţel a nodului $V_{wp,a,Rd}$ se pot folosi relaţiile 6.9 si 6.10 din cap 6.6.3 a prezentul cod.

Forţele tăietoare de calcul din nod sunt forţe tăietoare asociate momentelor plastice din grinzi cu un coeficient de suprarezistenţă γ_{Rd} care asigură protecţia nodului şi dirijarea zonelor disipative către grinzi.

Forţa tăietoare de calcul totală se determină cu relaţia:

$V_{wp,Ed} = V_{wp,c,Ed} + V_{wp,a,Ed}$.

Pentru forţa tăietoare transmisă de componenta de beton armat $V_{wp,c,Ed}$ se vor folosi relaţiile din cap 5.3.3.4, respectiv:

$$V_{wp,c,Ed} = \gamma_{Rd}\left(A_{s_1} + A_{s_2}\right)f_{yd} - V_c$$

Pentru forţa tăietoare transmisă de componenta de oţel $V_{wp,a,Ed}$ se vor folosi relaţiile din cap 6.6.3, respectiv:

$$V_{wp,Ed} = \gamma_{\mathrm{Rd}}\frac{M_{pl,Rd,i} + M_{pl,Rd,j}}{h_w}$$

Verificările nodului se realizeaza în termeni de forţă tăietoare cu relaţia:

$V_{wp,Ed} \leq 0{,}8V_{wp,Rd}$

Îmbinarile de şantier ale armăturii rigide a stâlpului şi ale grinzii se recomandă să se realizeze în zone de eforturi secţionale mai reduse şi nu la faţa nodului.

Toate îmbinarile realizate cu sudură sau cu şuruburi între elementele nodului vor avea o capacitate de rezistenţă cu un grad de asigurare superior cu 50% faţă de capacitatea elementelor care se îmbină conform relatiei 7.19.

La alcătuirea îmbinării din nod a armăturii rigide se vor asigura condiţiile de turnare şi compactare corectă a betonului : rigidizările orizontale vor fi puţin dezvoltate şi vor fi înlocuite cu rigidizări verticale.

În cazul nodurilor cu grinzi de oţel compozite cu plăci de beton armat transmiterea compresiunilor şi a întinderilor de la fibra superioară a grinzilor compozite la stâlp se face la nivelul plăcii de beton armat. Aceste compresiuni depind de alcătuirea plăcii şi a stâlpului din nod : dacă există sau nu grinzi sau elemente adiţionale transversale conectate total de placă , dacă placa înconjoară stâlpul , dacă armăturile sunt ancorate corespunzător, dacă există armături suplimentare în imediata apropiere a nodului care să preia întinderile rezultate din devierea traseului eforturilor de compresiune. Toate aceste elemente condiţioneaza valorile lăţimii efective de placă date în tab 7.5.

Reacţiunile grinzilor de oţel compozite cu placă se transmit betonului stâlpilor BAR prin compresiuni locale asupra betonului de acoperire şi prin transfer de la armătura rigidă la betonul armat înconjurător. Se recomandă ca bare verticale de oţel beton din stâlp să se sudeze de tălpile grinzilor pentru a mari capacitatea betonului de preluare a acestor reacţiuni.

Pentru a mări capacitatea componentei de beton armat a stâlpilor din ţeavă umplută cu beton se va asigura transferul reacţiunilor grinzilor de la ţeava de oţel la miezul de

beton pe o lungime de transfer egală cu 2d sau L/3 unde d este dimensiunea minimă a stâlpului iar L înăltimea nivelului .

Se recomandă în acelaşi scop, ca elemente ale grinzilor : armături , inima sau întreaga secţiune de oţel să treacă continuu prin miezul de beton al nodului.

În cazul nodurilor compozite cu grinzi de oţel compozite cu placă şi stâlpi din BAR, reacţiunile grinzilor de oţel compozite cu placă de beton armat se transmit betonului stâlpilor BAR prin compresiuni locale asupra betonului de acoperire şi prin transfer între armatura rigidă şi betonul armat înconjurător.

În cazul nodurilor hibride cu stâlpi din beton armat şi grinzi de oţel compozite cu placă, aceste reacţiuni ale grinzilor compozite se transmit direct şi exclusiv betonului din nod. Se recomanda în acest caz ca grinda de oţel să treaca continuu prin nod şi să existe bare verticale de oţel beton sudate de tălpile grinzilor pentru a mari capacitatea la compresiune locala a betonului armat din nod.

Pentru a mări capacitatea la forţă tăietoare a componentei de beton armat a nodului în cele două situaţii de mai sus se recomandă ca grinda să fie prevazută cu rigidizări verticale situate la faţa exterioară a stâlpului.

În zona nodului se va asigura o confinare corespunzătoare cu etrieri (cap. 7.6.6) a căror ramuri vor trece dacă este cazul prin găuri prevazute în elementele de oţel ale nodului.

În cazul nodurilor hibride cu stâlpi compoziţi şi grinzi de beton armat, se va asigura continuitatea armăturii grinzilor prin stâlp. Se recomandă în acest scop mărirea lăţimii grinzii în zona nodului pentru extinderea suprafeţei de preluarea directă a reacţiunilor de la grindă la componenta din beton armat a stâlpului şi prevederea de scaune de rezemare la stâlpii din ţeavă umplută cu beton.

Nodurile hibride nu se recomandă în zone cu seismicitate ridicată datorită dificultaţii şi incertitudinii transferului de eforturi între cele doua componente.

C **7.7 Proiectarea cadrelor compozite cu contravântuiri**

C7.7 Contravântuile compozite centrice se realizează de regulă din ţevi umplute cu beton. Aceste contravânturi, prin rigiditatea lor sporită permit disiparea energiei ca elemente întinse şi eventual comprimate (ca de exemplu în cazul diagonalelor din platbanda de oţel înlobata într-o ţeavă umplută cu beton).

În cazul cadrelor contravântuite excentric, elementele disipative pot fi zone ale grinzilor compozite (elemente disipative orizontale) sau elemente verticale compozite ca parte componentă a diagonalelor în V. Disiparea se realizează p la forţă tăietoare sau la moment încovoietor in zone critice ale acestor elemente.

Elementele compozite ale cadrelor : stâlpii şi grinzile compozite se vor conforma respectând prevederile corespunzătoare pentru aceste elemente din prezentul cod. Factorii de suprarezistenţă aplicaţi în calcul elementelor nedisipative $\gamma\,\Omega$, se determină pentru ansamblul elementelor disipative de la un anumit nivel al cadrului sau al structurii.

C 7.9 Proiectarea structurilor cu pereţi compoziţi

C7.9 Pereţii compoziţi au în alcătuire elemente compozite ca de exemplu: bulbi sau zone de capăt compozite, centuri compozite, zone de câmp din beton armat cu armatură rigidă sub formă de diagonale sau panouri de oţel, grinzi de cuplare compozite.

Rezulta o tipologie destul de largă a structurilor cu pereţi compoziţi respectiv:

- pereţi compoziţi din beton armat cu armatură rigidă cu zone de capăt, centuri şi zone de câmp din BAR. Pereţii compoziţi pot fi fără goluri (sau cu goluri mici care nu influenţează comportarea de ansamblu) sau cuplaţi (cu goluri mari) prin intermediul unor grinzi de cuplare compozite;

- pereţi compoziţi cu bulbi din BAR, cu zone de câmp de beton armat, cu grinzi de cuplare de oţel compozite cu plăci;

- pereţi compoziţi cu zone de capăt de oţel sau cu secţiunea de oţel parţial înglobată în beton şi zone de câmp de beton armat;

- pereţi de beton armat cu grinzi de cuplare compozite sau din BAR;

Pereţii compoziţi recomandaţi pentru comportarea lor favorabila la acţiuni seismice puternice sunt pereţii de beton armat cu armatură rigidă, având secţiunea cu bulbi sau tălpi la extremităţi sau pereţii BAR formând tuburi închise.

Fenomenele pentru care sunt necesare verificări în cazul pereţilor compoziţi sunt:

- Asigurarea preluării lunecărilor între zonele de la extremitati şi zonele de câmp. Transferul eforturilor tangenţiale între zonele de la extremităţi şi panoul de beton armat al inimii peretelui se va realiza prin conectori, bare sudate sau trecute prin găurile armăturii rigide a stâlpului. În cazul pereţilor din BAR armatura rigidă din centură are o contribuţie importantă în preluarea acestei lunecări.

- Asigurarea conlucrării între betonul armat şi armătura rigidă din inima peretelui. Atat pe suprafata diagonalelor cat şi pe cea a panourilor de oţel înglobate în betonul din inima peretelui se sudeaza conectori cu rolul de a stabiliza elementul din oţel cat şi pentru a mobiliza betonul aflat de o parte şi de alta a armăturii rigide . Soluţia înlocuirii diagonalelor din oţel laminat cu o armatură diagonală distribuită sudată de cadrul format de armatura rigidă din bulbi şi centuri reprezintă o soluţie favorabilă din punct de vedere al conlucrării şi al preluarii uniforme a câmpurilor de eforturi diagonale din inima peretelui.

C 7.9.1 Calculul structurilor cu pereţi compoziţi

C7.9.1 Rigidităţile pereţilor compoziţi se pot calcula considerând o secţiune echivalentă din beton armat care ţine cont de aportul armăturii rigide înglobate. Pentru pereţii compoziţi zona întinsă de beton fiind fisurată, rigidităţile conferite de beton se diminuează conform relaţiilor 7.23 şi 7.24.

Pentru calculul rigidităţii, la verificarea deplasărilor laterale în cazul starii limită de serviciu se va considera factorul de reducere al acţiunii seismice ν care ţine cont de perioada de revenire mai scurtă a acesteia, şi rigidităţile pereţilor considerând betonul fisurat .

Eforturilor secţionale de proiectare ale pereţilor compoziţi se determină pentru a impune un mecanism de disipare favorabil cu zone disipative în riglele de cuplare sau în grinzile adiacente peretelui şi la baza peretelui. Pentru momentele de proiectare M_{Ed} se va considera diagrama înfasuratoare de momente din cap 5.2.3.3.2.

Calculul capacităţii la încovoiere cu forţă axială a pereţilor compoziţi se realizează de regulă prin metoda generală cu ajutorul programelor de calcul automat datorită complexităţii şi a variabilităţii datelor de intrare. În ceea ce priveşte calculul la încovoiere al grinzilor de cuplare compozite lungi se vor respecta prevederile din capitolul 7.6.5.

Calculul la forţă tăietoare al pereţilor compoziţi de beton armat cu armatură rigidă se bazeaza pe modelul de grinda cu zabrele în care diagonalele comprimate care se formează în inima peretelui sunt din beton armat sau din BAR. Acest model poate fi asimilat cu modelul de panou înrămat intr-un cadru format de zonele de la extremităţi şi centurile din BAR. Capacitatea de rezistenţă la forţă tăietoare a armăturii rigide din inima peretelui se suprapune cu cea a panoului din beton armat.

Ruperea la forţă tăietoare a pereţilor compoziţi se realizea prin cedarea diagonalei comprimate de beton armat cu mobilizarea armăturii din inima peretelui. Forţa ultimă din diagonală este condiţionată de capacitatea de rezistenţă a bulbilor şi a centurilor marginale. Dacă diagonala traversează bulbi sau centuri interioare ale peretelui, capacitatea de rezistenţă a acestora contribuie la preluarea forţei tăietoare.

Pentru calculul capacităţii de rezistenţă la forţă tăietoare a componentei din beton armat a pereţilor pot fi utilizate relaţiile prevăzute în SR EN -1998.

Verificarea la forţă tăietoare a pereţilor compoziţi se va face cu relaţia: $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

În cazul particular al grinzilor de cuplare din oţel compozite cu placă din beton armat a unor pereţi din beton armat, prevederile corespunzătoare din cap 7.9.1 –(11)-(13) asigură transmiterea în bune condiţii a reacţiunilor grinzii de cuplare (reacţiuni asociate mecanismului de disipare) în zonele de capăt ale pereţilor de beton armat.

Cerinţele de ductilitate în zonele disipative de la baza pereţilor, a caror lungime se determină cu realţiile 5.18 şi 5.19 din prezentul cod, se asigură dacă sunt respectate cerinţele din SR EN 1998 -1 şi cele din prezentul cod.

C 7.10 Proiectarea fundatiilor structurilor compozite

În condiţiile în care sistemul de fundaţii al structurilor compozite se proiecteaza ca un sistem nedisipativ, forţele de calcul se determină cu un factor de suprarezistenţă în raport cu forţele asociate stadiului limită corespunzător mecanismului de disipare al suprastructurii. Se recomandă realizarea de cutii rigide la nivelul infrastructurii, continuitatea şi ancorarea corespunzătoare a armăturilor elementelor verticale compozite. Sporul de rigiditate la nivelul subsolurilor se asigura în general prin mărirea substanţiala a ariei pereţilor compoziţi în subsol faţă de suprastructură.

Efectele acţiunii M_{Fd}, V_{Fd}, N_{Fd}, asupra fundaţiilor se determină cu relaţia 4.23 din cap. 4.6.2.4.

Pentru preluarea în bune condiţii a eforturilor de calcul transmise fundaţiilor de armatura rigidă a stâlpilor compoziţi ($M_{a,Fd}$, $V_{a,Fd}$, $N_{a,Fd}$) este necesar ca placa de bază a acesteia să se afle sub cota teoretică de încastrare. Ancorarea în fundaţie a armăturii rigide a stâlpilor se face pe înăltimea de înglobare prin dezvoltarea de

presiuni reactive în betonul înconjurător, prin conectori sau armături orizontale trecute prin găurile armăturii rigide şi prin şuruburile de ancoraj de la nivelul plăcii de bază. Se reduc astfel în raport cu secţiunea de încastrare, cerintele de moment, forţa axiala şi forţa tăietoare de la nivelul plăcii de bază, rezultând o protecţie a acestei secţiuni.

Armatura rigidă din zonele de capat ale pereţilor este întinsă şi comprimată practic centric la întreaga sa capacitate. Rezultă forţe relativ mari care trebuie ancorate în sistemul de fundaţii. Ancorarea armăturii rigide a pereţilor se realizeaza prin aderenţa, armături de coasere trecute prin găuri în armatura rigidă şi prin şuruburile de ancoraj de la nivelul plăcii de bază. Se recomandă ca la nivelul infrastructurii să existe o extindere a peretilor compoziţi în raport cu secţiunea de încastrare prin dispunerea de pereţi din beton armat sau compoziţi în continuarea sau adiacent peretelui compozit pentru ca forţele din armatura rigidă să poată fi distribuite în bune condiţii betonului armat înconjurător.

C 8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE ZIDĂRIE

C 8.1 Generalităţi

C 8.1.1.Obiect şi domeniul de aplicare

C 8.1.1.(1) Particularitatea principală a proiectării structurilor din zidărie în zone seismice rezultă din cerinţa ca structura să fie înzestrată cu o serie de proprietăţi specifice: ductilitate, capacitate de disipare a energiei seismice, degradare moderată a rezistenţei şi a rigidităţii sub efectul încărcărilor alternante repetate. Din acest motiv, proiectarea seismică a structurilor din zidărie este ***conceptual*** diferită de proiectarea acestora pentru încărcări gravitaţionale dominante pentru care siguranţa este asigurată numai prin satisfacerea cerinţei de rezistenţă obţinută în principal prin rezistenţa la compresiune a elementelor şi a mortarului.

Răspunsul seismic al clădirilor este un fenomen complex, dificil de schematizat într-un model de calcul suficient de exact, dar şi suficient de simplu pentru a fi folosit, fără dificultăţi deosebite, în practica curentă de proiectare.

Mărimea forţelor seismice depinde, în afara de severitatea mişcării, exprimată prin acceleraţia terenului, de proprietăţile intrinseci ale clădirii (rigiditate, amortizare, nivelul de solicitare din încărcări gravitaţionale al elementelor structurale, etc).

O altă particularitate importantă este că aceste caracteristici pot suferi modificări importante în timpul cutremurului în funcţie de intensitatea solicitărilor care rezultă. Efectele modificărilor se pot manifesta favorabil sau în detrimentul siguranţei structurale. De exemplu, clădirile din zidărie, caracterizate prin perioade proprii mici (de regulă < 0.5÷0.6 s), se află în zona de amplificare maximă a spectrului de acceleraţii pentru toate cutremurele (intermediare sau superficiale), dar degradarea (fisurarea) zidăriilor conduce la reducerea rigidităţii structurale ceea ce, de exemplu, poate îndepărta structura de zona amplificărilor maxime. Totodată fisurarea este însoţită de creşterea amortizării structurale şi ca urmare de scăderea forţei seismice. Incursiunile repetate în domeniul postelastic, inerente în cazul cutremurelor puternice, au ca efect degradarea rigidităţii, a rezistenţei şi a capacităţii de disipare a energiei seismice. Fenomenele de degradare sunt mai importante în cazul zidăriilor nearmate.

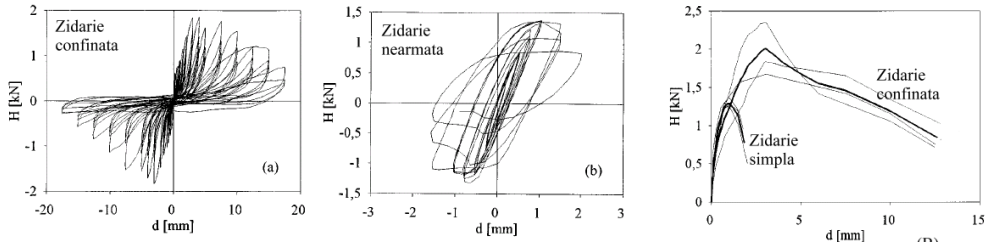


Figura C 8.1 Comportarea histeretică (A) şi degradarea rezistenţei şi rigidităţii la solicitări repetate (B) [Tomazevic,M., Klemenc,I., *Seismic Behaviour of Confined Masonry Walls* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, vol.26, pp.1059-1071, 1997]

Sensibilităţile comportării la cutremur a zidăriilor nearmate sunt puse în evidenţă de diagramele din figura C 8.1 şi vor fi subliniate pe parcursul acestui text justificând astfel recomandarea reducerii domeniului de folosire a acestui sistem constructiv.

Pentru proiectarea panourilor de zidărie înrămate în cadre şi a pereţilor nestructurali, prevederile acestui Capitol sunt completate de prevederile Cap.10 din acest Cod.

C 8.1.1.(2) Prevederile din prezentul capitol trebuie să fie respectate, pentru toate categoriile de elemente de construcţie din zidărie, în corelare cu principiile generale de alcătuire structurală şi cu regulile de aplicare detaliate în **CR6**.

În special, în ceea ce priveşte proiectarea structurilor cu pereţi structurali din zidărie, este vorba de realizarea caracterului spaţial al structurii prin asigurarea conlucrării, în toate stadiile de solicitare, a pereţilor de pe direcţiile principale ale clădirii şi a planşeelor rigide. Unitatea spaţială a structurii astfel obţinută este capabilă să asigure preluarea solicitărilor seismice oricare ar fi direcţia pe care acestea acţionează. Eficienţa acestei conlucrări a fost verificată de comportarea satisfăcătoare la cutremurele trecute a clădirilor care au fost astfel concepute.

În al doilea rând trebuie menţionat efectul favorabil al regularităţii alcătuirii în plan şi în elevaţie a clădirii. Regularitatea în plan favorizează eliminarea / reducerea efectelor răsucirii de ansamblu. Regularitatea în elevaţie asigură, în primul rând, uniformitatea cerinţelor de rezistenţă la diferitele niveluri ale clădirii eliminând concentrările de eforturi care ar putea rezulta prin devierea traseului normal/ direct, către fundaţii, al forţelor vericale şi/sau orizontale. Clădirile cu regularitate structurală în plan şi în elevaţie prezintă şi avantajul de a putea fi analizate cu modele şi metode de calcul simple.

Regulile de alcătuire favorabile stabilite în **CR6**, la care se face trimitere în acest Cod, exploatează rezervele "naturale" de rezistenţă ale clădirilor din zidărie cu puţine niveluri şi pe acestea se fundamentează şi prevederile pentru ***clădirile simple*** din zidărie pentru care, conform standardului **SR EN 1998-1**, cap.9 nu este necesară justificarea prin calcul a satisfacerii cerinţei de rezistenţă la acţiunea seismică de proiectare.

Referirea la ***Codul de practică*** are în vedere respectarea măsurilor preconizate pentru execuţia lucrărilor de zidărie a căror realizare corectă constituie o condiţie fundamentală pentru obţinerea nivelurilor de siguranţă stabilite prin prezentul Cod.

C 8.1.1.(6) Deşi este permisă utilizarea tuturor tipurilor de alcătuire menţionate, este necesar ca pentru fiecare proiect, la alegerea tipului de alcătuire să se ţină seama de calităţile şi dezavantajele acestora care pot fi sintetizate după cum urmează:

A. Zidăria simplă

- Zidăria simplă (nearmată) este un material capabil să preia încărcări verticale importante.
- Din cauza rezistenţei nesemnificative la eforturi unitare de întindere, zidăria simplă poate fi utilizată pentru construcţii la care încărcările verticale şi orizontale, conduc la solicitări secţionale reduse din care rezultă eforturi unitare de întindere care pot fi neglijate. Ruperea caracteristică prin fisurare pe diagonala comprimată, din eforturi principale de întindere, este o ilustrare a acestei deficienţe intrinseci.
- Sub efectul combinat al încărcărilor verticale şi seismice ruperea zidăriei nearmate este de tip fragil, integritatea fizică a pereţilor fiind puternic deteriorată în stadiile avansate de deformare.
- Capacitatea de disipare a energiei seismice scade pe măsură ce creşte intensitatea efortului unitar de compresiune.

Din motivele de mai sus, pentru reducerea riscului seismic al clădirilor cu pereţi structurali din zidărie nearmată, în acest Capitol al **P100-1**, s-au preconizat următoarele măsuri:

- Folosirea zidăriei nearmate numai pentru clădiri cu un număr mic de niveluri peste secţiunea de încastrare şi interzicerea acesteia în zone seismice cu acceleraţia de proiectare $a_g \geq 0.30g$ şi pentru clădiri din clasele superioare de importanţă.
- Introducerea unui sistem constructiv de elemente de beton armat, verticale şi orizontale, cu scopul de a menţine integritatea ansamblului structurii în stadii avansate de solicitare, sub efectul cutremurelor severe.
- Determinarea forţei seismice static echivalentă pentru valori mici ale factorului de comportare **q** pentru a se limita amploarea incursiunilor în domeniul postelastic .
- Limitarea factorului de suprarezistenţă α_u/α_1 la 10% din valoarea de referinţă a factorului q.

B. Zidăria armată

Zidăria armată, aşa cum este cunoscută astăzi, este rezultatul acumulării, în timp, a experienţelor practice de asociere a zidăriei fragile cu materiale superioare din punct de vedere al rezistenţelor la întindere şi compresiune şi al ductilităţii, şi a dezvoltărilor teoretice mai recente.

În zone seismice folosirea cu precădere a zidăriilor armate este recomandată deoarece asocierea cu oţelul oferă zidăriei proprietăţile necesare pentru realizarea unor performanţe seismice superioare (a se vedea şi fig. C8-1) :

- ductilitate;
- capacitate de disipare a energiei seismice;
- limitarea degradării excesive a rezistenţei şi rigidităţii;
- menţinerea, în anumită măsură, a integrităţii pereţilor după producerea unui seism sever.

Rezultate similare pot fi obţinute şi prin asocierea zidăriei, prin procedee specifice, cu alte materiale de înaltă rezistenţă (polimeri armaţi cu fibre - FRP- şi grile polimerice, de exemplu).

Ţinând seama de aceste calităţi prezentul Cod recomandă folosirea cu precădere a zidăriilor armate, sub una din formele menţionate, stabilind pentru acestea domenii mult mai largi de folosire decât pentru zidăria nearmată.

C8.1.2. Documente de referinţă

C8.1.2.(1) Reglementările tehnice la care se face referire în acest capitol sunt cele în vigoare în România la data elaborării acestei versiuni a Codului **P100-1**.

Pentru aplicarea prevederilor acestui capitol proiectantul trebuie să ţină seama de toate modificările reglementărilor menţionate care vor intra în vigoare ulterior apariţiei acestei versiuni a Codului **P100-1**.

C8.2.Materiale componente

Pentru evaluarea siguranţei construcţiilor din zidărie este necesară cunoaşterea caracteristicilor mecanice de rezistenţă şi de deformabilitate ale acesteia în două momente semnificative:

- caracteristicile iniţiale (la momentul terminării lucrării);
- caracteristicile disponibile (la un moment oarecare, pe durata de viaţă a construcţiei).

Caracteristicile mecanice iniţiale ale zidăriei depind de trei categorii de factori:

- proprietăţile mecanice şi fizice ale materialelor componente, cu considerarea interacţiunilor posibile între acestea (de exemplu, aderenţa mortarului la elementele pentru zidărie) ;
- alcătuirea zidăriei (ţeserea);
- calitatea manoperei.

La rândul lor proprietăţile mecanice iniţiale ale materialelor depind de:

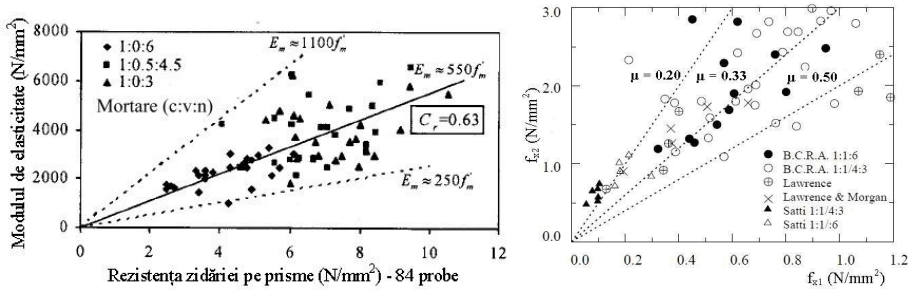
- calitatea materiei prime;
- procesul de fabricaţie (în fabrică, pentru elementele de zidărie, la fabrică sau la şantier pentru mortar).

Caracteristicile disponibile, care interesează în mod special pentru expertizarea clădirilor existente, depind de :

- caracteristicile iniţiale;
- prevederile de proiectare pentru asigurarea durabilităţii
- existenţa unor evenimente cu caracter excepţional pe parcursul exploatării (cutremure, incendii), care au solicitat zidăria dincolo de limitele de efort avute în vedere la proiectare;
- condiţiile de exploatare şi de întreţinere după execuţie.

Toţi aceşti factori au un caracter aleator foarte pronunţat ceea ce face ca şi proprietăţile mecanice ale zidăriei să prezinte un grad ridicat de variabilitate statistică. De exemplu, din rezultatele experimentărilor rezultă că, în general, proprietăţile legate de aderenţă (rezistenţa la întindere, rezistenţa iniţială la forfecare), care au un rol decisiv pentru rezistenţa zidăriei, mai ales la solicitări seismice, au variabilitate (împrăştiere) chiar de două ori mai mare decât rezistenţa la compresiune (care, într-o viziune limitată este considerată cea mai relevantă proprietate pentru a caracteriza performanţa seismică a zidariei).

Valorile numerice folosite în reglementările tehnice sunt de cele mai multe ori valori mediate pe un număr mare de încercări şi trebuie considerate ca atare şi, după caz, evaluate prin judecată inginerească. Ilustrăm această afirmaţie cu reprezentarea rezultatelor încercărilor pentru determinarea modulului de elasticitate al zidăriei şi a rezistenţelor la încovoiere perpendicular pe plan. Din această figură rezultă că în multe cazuri valoarea adoptată în norme este foarte depărtată de rezultatele obţinute prin teste.



(a) (b)

Figura C 8.2 Împrăştierea valorilor testelor pe zidărie

(a) Domeniile de variaţie al modulului de elasticitate pentru diferite tipuri de mortar [Kaushik, H.B., Durgesh, C.R., Jain, S.H. *Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression* Journal of Materials in Civil Engineering © ASCE september 2007]

(b) Domeniile de variaţie ale rezistenţelor la încovoiere perpendicular pe plan [Lourenço, P.B., Palácio, K., Prieto, F. *Implementation of a constitutive model for masonry shells as a stand- alone subroutine* Report 02-DEC/E-13 Universidade do Minho, Departamento de Engenharia Civil, 2002]

C8.2.(1) În condiţiile actuale de dezvoltare a industriei elementelor pentru zidărie şi a mortarelor şi având în vedere diversitatea tehnicilor de execuţie a zidăriei, condiţiile de calitate şi caracteristicile mecanice ale materialelor componente şi ale zidăriilor realizate cu acestea, trebuie să fie stabilite pe baza încercărilor cu program specific pentru definirea valorilor necesare pentru proiectarea structurilor din zidărie în zone seismice. Aceste încercări trebuie să fie efectuate prin procedeele stabilite în standardele europene adoptate în România (**SR EN**). În plus, pentru anumite solicitări caracteristice (forţa tăietoare de exemplu) încercările trebuie să ilustreze cât mai exact starea de eforturi specifică acţiunii seismice. În acest sens sunt elocvente încercările cvasi-statice cu forţe alternante crescătoare sau încercările modelelor la scară naturală sau redusă convenabil, pe platforme seismice care pun în evidenţă caracteristicile specifice răspunsului seismic:

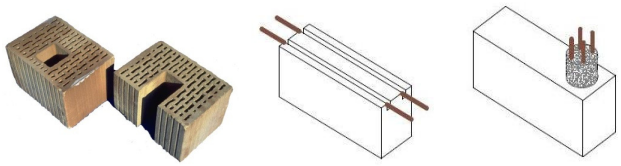
- disiparea energiei seismice;
- degradarea rezistenţei şi rigidităţii zidăriei

C8.2.(2) Valorile proprietăţilor zidăriilor trebuie să fie bazate pe rezultatele relevante ale unui număr suficient de mare de încercări care să fundamenteze, cu un grad corespunzător de încredere, caracteristicile mecanice şi celelalte proprietăţi necesare pentru proiectarea structurilor din zidărie (în special legea constitutivă σ-ε).

În ceea ce priveşte valorile stabilite prin încercări, acestea trebuie să se refere la produse similare şi trebuie să fie efectuate în cadrul unui proiect sau existente într-o bază de date din străinătate. Pentru aceste încercări este necesară cunoaşterea şi validarea metodologiei de testare şi de interpretare a rezultatelor, ţinând seama de condiţiile specifice de solicitare a zidăriei sub efectul acţiunii seismice (a se vedea, de exemplu, diferenţele dintre metodologiile utilizate în Europa şi în USA pentru determinarea rezistenţei la forfecare şi a modulului de elasticitate).
În cazul elementelor pentru zidărie, prin produse similare se înţeleg, de exemplu, elemente având aproximativ aceleaşi valori ale dimensiunilor, volumului de goluri, grosimii pereţilor interiori şi exteriori ai blocurilor cu goluri verticale, aceiaşi profilaţie a rosturilor verticale (în cazul elementelor cu îmbinări tip "nut şi feder"), etc. şi care

sunt puse în operă, de regulă, în condiţii de calitate similare cu nivelul mediu al manoperei din România.

Zidăria alcătuită cu elemente cu forme speciale care permit armarea verticală şi/sau orizontală nu este folosită, în prezent, în România cu toate că prezintă un număr mare de avantaje în particular prin creşterea rezistenţei la forţă tăietoare şi sporirea ductilităţii.



(a) (b)

Figura C 8.3 Zidărie armată la interior (cu elemente cu forme speciale)

(a) Elemente din argilă arsă (b) Elemente din BCA

În ceea ce priveşte folosirea mortarelor speciale (mortar uşor, mortar pentru rosturi subţiri), tehnologiile de producere şi utilizare a acestora nu sunt încă asimilate de întreprinderile din România şi, ca atare, folosirea lor trebuie făcută numai pe baza instrucţiunilor producătorilor şi pe răspunderea acestora asupra performanţelor aşteptate ale zidăriei (în particular în ceea ce priveşte comportarea la cutremur).

C8.2.(3). Prevederile acestor paragrafe au în vedere următoarele considerente:

- Proiectanţii şi executanţii trebuie să cunoască exact proprietăţile materialelor folosite pentru zidărie. Din acest motiv toate datele necesare proiectării şi execuţiei elementelor de construcţie din zidărie trebuie să fie accesibile acestora.
  Pentru proiectarea elementelor de construcţie din zidărie conform acestui Cod şi Codului **CR6** sunt necesare informaţii suplimentare faţă de cele prevăzute ca obligatorii în marcajul **CE** (legea constitutivă σ-ε pentru zidărie, de exemplu).
- Toate aceste informaţii trebuie să fie comunicate transparent pentru ca proiectanţii şi executanţii să dispună cu uşurinţă de acestea în vederea întocmirii specificaţiilor de proiect în conformitate cu prevederile din Codul CR6, Anexa şi din ***Codul de practică*** şi pentru achiziţionarea şi punerea în operă numai a produselor conforme specificaţiilor.
- Pe piaţa materialelor de construcţie se găseşte în prezent un număr foarte mare de produse care provin atât din ţările Comunităţii europene cât şi din afara acesteia. Din acest motiv există posibilitatea ca informaţiile privitoare la caracteristicile fizico-mecanice ale acestora să se bazeze pe procedee de încercare care sunt diferite de cele adoptate în România ca standarde **SR EN**.
- Ca atare, responsabilitatea pentru exactitatea informaţiilor conţinute în bazele de date puse la dispoziţia proiectanţilor şi executanţilor revine furnizorilor (producători sau importatori) şi laboratoarelor care au testat proprietăţile respective.

C8.2.(4) În această editie a **Codul P100-1** s-au înlocuit prevederile referitoare la condiţiile de ***rezistenţe minime ale elementelor pentru zidărie şi ale mortarelor*** considerate individual (pentru elemente $f_{b,min}$ şi pentru mortar $\boldsymbol{M_{min}}$) cu condiţii de ***rezistenţă minimă pentru zidărie*** (în perete).

Această modificare are în vedere faptul că rezistenţele zidăriei sunt cele care intervin direct în calculele pentru proiectarea siguranţei clădirilor:

- rezistenţa la compresiune cu valorile corespunzătoare actiunilor perpendiculare pe rostul de aşezare (f_k) şi paralel cu rostul de aşezare (f_{kh})
- rezistenţa la forţă tăietoare pentru cedarea prin lunecare în rost orizontal (f_{vk0})
- rezistenţa la încovoiere perpendicular pe planul peretelui (f_{xk1},f_{xk2})

În privinţa mortarelor, cerinţele de rezistenţă sunt luate în considerare, separat, numai din punct de vedere al cerinţelor de durabilitate stabilite în Codul **CR6.**

C8.2.1. Cerinţe speciale pentru elemente pentru zidărie.

C8.2.1.(1) Produsele menţionate în text reprezintă, practic, totalitatea elementelor pentru zidărie folosite în prezent în România şi pentru care există o experienţă semnificativă de producţie, de punere în operă şi, în multe cazuri, în ceea ce priveşte comportarea lor la cutremure severe. Prevederile din **CR 6** şi cele din acest Cod au în vedere, în primul rând, proiectarea structurilor din zidărie cu aceste elemente. Caracteristicile geometrice şi mecanice ale elementelor menţionate se înscriu, practic în totalitate, în cerinţele din standardele din seria **SR EN 1996** şi ale standardului **SR EN 1998-1** şi, ca urmare a asimilării standardelor europene respective ca standarde naţionale (seria **SR EN 771**), ele sunt utilizabile numai împreună cu acestea.

C8.2.1.(2) Pentru zidăria cu elemente silico-calcare sau din beton precum şi pentru zidăria de piatră sunt necesare reglementări speciale deoarece informaţiile existente, necesare pentru proiectarea seismică a zidăriilor realizate cu acestea, sunt incomplete sau nerelevante. Este nevoie de un efort important de cercetare experimentală specifică, atât la nivelul elementelor respective cât, mai ales, la nivelul elementelor structurale (pereţilor structurali) din acest tip de zidărie. Preluarea, fără verificări, a valorilor din băncile de date din străinătate nu a fost considerată acceptabilă pentru elaborarea acestui capitol al Codului.

C8.2.1.(3) Lipsa de *robusteţe* a elementelor se manifestă prin degradări premature atât în cazul panourilor înrămate (a se vedea şi Cap.10 Comentarii) şi chiar şi în cazul zidăriilor armate în rosturile orizontale.

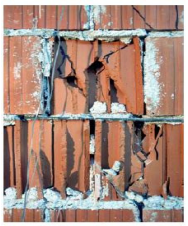


Figura C 8.4. Detalii de rupere casantă pentru zidărie cu

elemente cu goluri verticale armată în [Tomazevic, M., Bosiljkov, V., Lutman, M *Masonry research for Eurocodes*, Meeting CIB W023, Wall structures, Padova 2003]

Limitarea la 50% a volumului de goluri are ca scop împiedicarea folosirii elementelor cu goluri mari (elemente din argilă sau din beton) care de regulă sunt utilizate în zone neseismice. Prevederea referitoare la continuitatea pereţilor interiori ai elementului pentru zidărie atrage atenţia asupra eforturilor suplimentare care rezultă în cazul în care aceştia nu au continuitate în direcţie perpendiculară pe planul peretelui. În cazul

lipsei de continuitate (figura C8.5.b) forţele de compresiune care se dezvoltă în planul peretelui de zidărie produc încovoierea nervurilor interioare ale elementului normal pe planul peretelui.

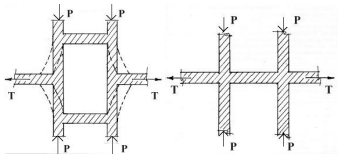


Figura C 8.5 Eforturi suplimentare în pereţii elementelor de zidărie cu goluri verticale [Tubi, N. şi alţii *Influenza delle sollecitazioni cicliche di breve durata sulle prestazioni meccaniche delle murature* Universita' degli Studi di Ancona Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni & Consorzio Alveolater 1999]

Motivele practice ale impunerii unor condiţii restrictive pentru folosirea acestor elemente în zone seismice cu acceleraţii mari includ, între altele, şi considerente legate de lipsa posibilităţilor practice de reparare/consolidare a avariilor specifice (expulzarea pereţilor exteriori dar şi fisurarea celor interiori).

Din acest motiv Codul **CR6** stabileşte condiţiile specifice de proiectare a structurilor şi elementelor nestructurale cu elemente pentru zidărie din argilă arsă cu goluri verticale realizate la turnare .

C8.2.1.(6) Limitarea domeniului de utilizare a zidăriei cu elemente cu goluri orizontale ca panouri de umplutură la structuri în cadre prevăzută la acest aliniat (deşi constituie o soluţie constructivă larg folosită în unele ţări din Europa şi America latină), se datorează faptului că aceasta a arătat o comportare nesatisfăcătoare chiar la unele cutremure de intensitate moderată (Bingol, Turcia, 1999, de exemplu- figura C 8.6).

Comportarea extrem de fragilă şi rezistenţa scăzută a elementelor cu perforaţii dispuse orizontal a fost confirmată şi de alte cercetări [Alcocer,S.M.,Aguilar,G. and Cano, G. *Determination of the mechanical properties of Vintex, Multex and Aremax extruded bricks* Report ES/01/95 CENAPRED,Mexico, March 1995] în urma cărora, în mai multe ţări din America latină, folosirea elementelor cu perforaţii orizontale la pereţi structurali nu este admisă.

Cutremurul de la l'Aquila (Italia, 2009) a arătat comportarea necorespunzătoare a elementelor cu goluri orizontale folosite la panourile de zidărie înrămate în cadre de beton armat.

Figura C 8.6. Distrugerea panourilor de umplutură din zidărie din elemente cu goluri orizontale (Bingol, Turcia 1999)

C8.2.1. (8) Acceptarea utilizării elementelor pentru zidărie din categoria II, care sunt caracterizate printr-o variabilitate ridicată a proprietăţilor mecanice de rezistenţă şi de rigiditate, şi deci printr-o posibilă neîndeplinire a rezistenţelor declarate, constituie o ***excepţie*** permisă numai pentru elementele de construcţie pentru care acest risc este relativ redus şi poate fi acceptat:

- pereţi structurali clădirile din clasele de importanţă expunere III şi IV din zonele în care ponderea eforturilor provenite din cutremur este relativ mică în ansamblul solicitărilor (zonele cu $a_g \leq 0.15g$);
- anexe gospodăreşti şi construcţii provizorii în toate zonele seismice.

Posibilitatea de a folosi aceste elemente, în condiţiile enunţate, are şi efecte economice pozitive deoarece permite folosirea unor şarje de elemente care, din diferite motive tehnologice, nu au atins cerinţele pentru a fi încadrate în categoria I (se evită ***rebutarea*** acestora).

Scăderea nivelului de siguranţă care rezultă prin utilizarea elementelor a căror rezistenţă caracteristică este definită cu o probabilitate mai ridicată de nerealizare (elementele pentru zidărie din categoria **II**, pentru care probabilitatea de a nu atinge rezistenţa la compresiune declarată este > 5%**)** este compensată parţial prin sporirea valorii coeficientului de siguranţă pentru material, de la γ_M **= 1.9** folosit pentru cazurile curente ale zidăriilor cu elemente din categoria **I,** la γ_M **= 2.2** pentru zidăriile cu elementele din categoria **II.** Prin această prevedere se apreciază că nivelul mediu de siguranţă obţinut este aproximativ acelaşi pentru zidăriile cu elemente din ambele clase. Întrucât standardele **SR EN 771** nu definesc limita superioară a probabilităţii de nerealizare (cuantilul respectiv), pentru a se putea evalua, pe această bază, nivelul de siguranţă, s-a considerat oportună limitarea utilizării elemente din categoria **II** la clădiri din clasele de importanţă inferioare şi la zone seismice cu acceleraţii reduse şi majorarea coeficientului de material γ_M.

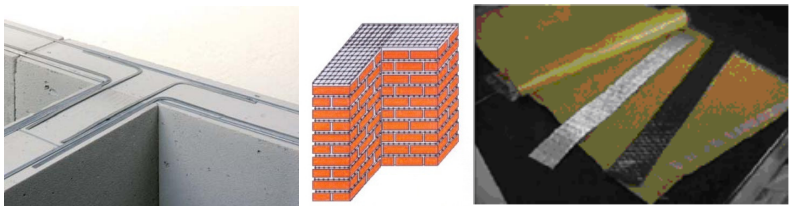
C8.2.2. Cerinţe speciale pentru mortare

C8.2.2.(1) Textul conţine prevederi atât pentru folosirea *mortarelor pentru zidărie pentru utilizare generală (**G**)* cât şi a *mortarelor pentru rosturi subţiri (**T**)* definite în Codul **CR6**, conform standardului **SR EN 998-2**.

Mortarele *pentru rosturi subţiri (T)* definite în conformitate cu Codul **CR6** se folosesc pentru pentru zidăriile cu elemente din BCA şi pentru zidăriile executate cu elemente din argilă arsă cu feţele de aşezare prelucrate special (prelucrarea se poate face la producător sau la şantier).

Menţionăm că utilizarea mortarelor pentru rosturi subţiri, între 0.5 ÷ 3.0 mm, elimină practic posibilitatea dispunerii armăturilor din oţel beton rotund în rosturile orizontale soluţie constructivă care constituie un procedeu avantajos de sporire a rezistenţei şi ductilităţii pereţilor din zidărie. În acest caz, pentru armare se pot folosi numai armături din oţel produse special, cu grosime foarte mică, grile polimerice sau materiale compozite (FRP), adică, în general, produse strict specializate şi cu arie de răspândire pe piaţă foarte redusă (şi probabil cu costuri ridicate).

Folosirea mortarelor tip *glue* elimină în cele mai multe cazuri necesitatea armării rosturilor datorită rezistenţelor superioare la compresiune şi mai ales datorită aderenţei care poate atinge chiar şi 2 N/mm^2. Pentru a fi eficiente aceste mortare trebuie însă asociate cu elemente cu rezistenţe la compresiune ridicate (orientativ $f_b \geq 15$ N/mm^2)



(a) Armături din oţel (b) Plase din grile polimerice (c) Produse FRP

Figura C 8.7 Armarea rosturilor subţiri

Respectarea prevederilor standardului **SR EN 998-2** asigură atât realizarea proprietăţilor mecanice specificate în proiect cât şi proprietăţile de durabilitate corespunzătoare condiţiilor de mediu ale amplasamentului/elementului de zidărie.

În cazul mortarelor pentru zidărie pentru utilizare generală (**G**), fabricarea pe baza conceptului de ***reţetă***, adică posibilitatea asocierii unei compoziţii standard (ciment/var/nisip) cu o anumită rezistenţă medie a mortarului (M), implică însă efectuarea unor verificări exigente privind:

- conformitatea materialelor componente cu standardele respective;
- exactitatea dozajului componentelor;
- respectarea regulilor privind amestecarea şi păstrarea mortarului proaspăt.

Dacă aceste condiţii tehnologice nu sunt respectate cu stricteţe există o probabilitate ridicată de nerealizare a rezistenţei şi a celorlalte proprietăţi specificate (în special aderenţa la elementele pentru zidărie). Pentru a se evita aceste situaţii, ediţiile recente ale reglementării americane **ACI 530** cuplează recomandările de alcătuire (***reţeta***) cu cerinţele de performanţă (***specificarea rezistenţei***).

C8.2.2.(2). O atenţie deosebită trebuie acordată cazurilor în care zidăria este executată cu mortare preparate la şantier. Elementele pentru zidărie (cărămizi, blocuri, din argilă arsă sau din beton) sunt fabricate în instalaţii de tip industrial, de regulă sub un control de calitate strict impus de reglementările în vigoare. În cele mai multe cazuri, însă, mortarul de legătură nu are decât performanţe modeste şi mai ales cu un nivel ridicat de variabilitate (neomogenitate). În această situaţie valorile caracteristicilor mecanice care sunt date în literatură nu trebuie să fie considerate decât ca informative, nefiind practic atinse, sistematic în lucrare. Valori mai realiste ar putea fi obţinute dintr-o bază de date, bazată pe un număr mare/foarte mare de încercări realizate în condiţiile medii de manoperă caracteristice nivelului de execuţie din România. Compararea valorilor rezultate din încercări cu cele date în literatură poate conduce la o apreciere mai realistă a nivelului de siguranţă proiectat.

Standardul **SR EN 998-2** precizează că mortarele preparate şantier nu corespund în totalitate prevederilor acestuia. Ca atare, în momentul de faţă, singura reglementare utilizabilă pentru prepararea mortarelor la şantier sunt Instrucţiunile **C17-82**. Aceste instrucţiuni sunt depăşite deoarece, în intervalul de la elaborarea lor şi până în prezent, au apărut materiale noi (cimenturi, adaosuri) care au alte proprietăţi decât cele avute în vedere la redactarea **C17-82.**

Prepararea mortarului la şantier, în absenţa unor mijloace adecvate de dozare şi de control a calităţii materialelor şi a amestecului, implică acceptarea unui nivel ridicat de incertitudine în ceea ce priveşte proprietăţile mecanice ale acestuia. Efectul acestor incertitudini asupra rezistenţei zidăriei este mai important în cazul în care s-au prevăzut mortare cu rezistenţe ridicate (se consideră că realizarea la şantier a

mortarelor cu rezistenţe ≥ M10 prezintă un nivel ridicat de nesiguranţă şi din acest motiv nu este permisă de CR6 şi de *Codul de practică*). Din acest motiv, în prezentul Cod şi în Codul CR6 s-a avut în vedere adoptarea unui coeficient de siguranţă mai ridicat pentru zidăriile executate cu aceste mortare (γ_M = 2.5 pentru gruparea fundamentală şi γ_M = 2.2 pentru gruparea seismică) şi s-a prevăzut utilizarea lor numai pentru clădiri din clasele de importanţă inferioare şi în zonele cu acceleraţie seismică slabă/moderată.

C 8.2.3. Ţeserea zidăriei

C8.2.3.(2) Prevederea referitoare la umplerea completă a rosturilor verticale dintre elementele pentru zidărie la clădirile situate în zone seismice se regăseşte în reglementările tehnice din cele mai multe ţări cu regim seismic asemănător cu cel al României. Deşi există mai multe inconveniente legate de umplerea rosturilor verticale, dintre care citǎm reducerea productivităţii la execuţie şi diminuarea performanţelor termotehnice în cazul elementelor cu pereţi subţiri, umplerea rosturilor verticale se justifică, atât din punct de vedere al rezistenţei structurale, cât şi din alte considerente (împiedicarea pătrunderii umidităţii la pereţii exteriori, rezistenţa la foc).

Cu toate că există mai multe încercări de a identifica modul specific de rupere sub efectul încărcărilor ciclice alternante a panourilor de zidărie cu rosturile verticale neumplute şi de a stabili un procedeu de dimensionare corespunzător, rezultatele obţinute până în prezent nu sunt concludente şi nici nu prezintă un grad satisfăcător de încredere.

În Codul **CR6**, în corelare cu **SR EN 1996-1-1**, s-a stabilit că prevederile referitoare la determinarea rezistenţei caracteristice la compresiune a zidăriei (şi implicit la toate caracteristicile asociate acesteia) sunt valabile numai în condiţiile în care rosturile verticale ale zidăriei sunt umplute cu mortar. Această prevedere ţine seama şi de faptul că în cazul rosturilor verticale neumplute, reglementările tehnice şi în particular **SR EN 1996-1-1** prevăd reducerea semnificativă a rezistenţei la forţă tăietoare a zidăriei (altfel spus, recunoaşte importanţa umplerii rosturilor verticale pentru buna comportare la acţiuni laterale). Astfel, rezistenţa la forfecare pentru efort de compresiune zero ($\mathbf{f_{vk0}}$) a zidăriei cu rosturile verticale neumplute este apreciată în **SR EN 1996-1-1** la circa 50% din rezistenţa zidăriei cu rosturile verticale complet umplute, cu menţiunea suplimentară că valoarea redusă este acceptată numai dacă elementele alăturate se află în ***contact nemijlocit***. Cerinţa de contact nemijlocit, care să asigure transmiterea directă a forţelor paralele cu rosturile orizontale ale zidăriei şi o forţă minimă de frecare care să se opună ruperii prin forfecare în scară, este evident condiţionată de corectitudinea/precizia execuţiei. Ţinând seama de nivelul mediu al execuţiei zidăriei din România, şi de necesitatea asigurării unei comportări corespunzătoare la forţă tăietoare din cutremur, această ipoteză nu poate fi acceptată.

Din motivele de mai sus în **CR6** şi în acest capitol al **P100-1** s-a impus obligativitatea umplerii complete a rosturilor verticale.

C8.2.3.(3) + C8.2.3.(4) Elementele pentru zidărie proiectate pentru a fi îmbinate cu legături mecanice de tip "nut şi feder/lambă şi uluc" prezintă caracteristici geometrice extrem de diferite, specifice fiecărui produs/producător. Figura C 8.8 ilustrează numai câteva cazuri dintre cele întâlnite pe piaţa elementelor pentru zidărie.

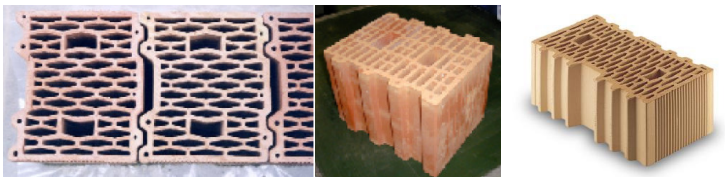


Figura C 8.8. Profilaţii diverse tip "nut şi feder"

În funcţie de geometria feţelor verticale care sunt în contact, rezistenţa la încovoiere perpendicular pe planul peretelui (cu plan de rupere perpendicular pe rosturile orizontale) poate avea valori care variază în limite foarte largi, de la un produs la altul.

Deoarece aceste valori nu pot fi evaluate decât experimental, pentru fiecare tip de produs în parte, în Codul **CR 6** şi în acest capitol al Codului **P100-1**, s-a considerat că rezistenţele respective trebuie să fie comunicate de fiecare producător, în fişa tehnică a produsului, pe baza testelor proprii şi în condiţiile prevăzute în Codul **CR 6**.

Reamintim şi faptul că în cazul elementelor pentru zidărie din BCA în conformitate cu prevederile standardului **SR EN 771-4**, reproduse în continuare, producătorul este obligat să comunice valorile f_{xk1} şi f_{xk2} :

> *Declaraţia trebuie să dea rezistenţa caracteristică la încovoiere a zidăriei fie în planul de rupere perpendicular pe rosturile de aşezare sau în plan paralel cu rosturile de aşezare sau ambele după cum este relevant împreună cu specificarea mortarului pentru care este valabilă declaraţia*

C8.2.4. Rezistenţe caracteristice minime ale zidăriei la compresiune, forfecare şi încovoiere

Rezistenţele caracteristice ale zidăriei pentru toate solicitările se vor stabili, ca regulă generală, pe baza încercărilor efectuate de producătorii de elemente şi mortare în conformitate cu procedeele de încercare şi de interpretare a rezultatelor date în standardele din seriile **SR EN 772, SR EN 1015** şi **SR EN 1052**. Furnizorii sunt obligaţi să declare toate valorile caracteristicilor mecanice care sunt necesare pentru calculul elementelor de construcţie din zidărie conform prevederilor din acest Cod şi din Codul **CR6**. În absenţa acestei declaraţii calculul se va face folosind valorile stabilite în Codul **CR6**. Caracteristicile geometrice şi mecanice ale materialelor avute în vedere la proiectare se dau sub formă sintetică într-o fişă (specificaţie) întocmită conform anexei A la CR6.

Prevederea în proiecte a rezişţentelor minime nu elimină obligaţia proiectantului de a verifica prin calcul satisfacerea condiţiilor de siguranţă conform prevederilor din acest Cod şi din Codul **CR6** (cu excepţia ***clădirilor simple din zidărie***)

C8.2.4.(1) Stabilirea rezistenţei minime la compresiune a pereţilor din zidărie are în vedere faptul că valoarea acesteia nu poate fi definită printr-un singur parametru (f_b) ci, în conformitate cu metodologia de calcul stabilită prin **SR EN 1996-1-1** şi preluată în Codul **CR6**, depinde de un număr mare de parametri care pot fi aleşi independent de proiectant:

- rezistenţa la compresiune a elementelor (f_b şi f_{bh}) ;
- rezistenţa la compresiune a mortarului (M^*);
- tipul mortarului (de utilizare generală - G - sau pentru rosturi subţiri - T -);

- modul de zidire (cu sau fără rost longitudinal);
- tratarea rosturilor verticale de capăt (umplute / cu locaş de mortar / nut şi feder).

Valorile minime stabilite în acest Cod pentru rezistenţa caracteristică la compresiune perpendicular pe rosturile de aşezare (f_k) -tabelul 8.2 depind de:

- înălţimea clădirii (numărul de niveluri peste secţiunea de încastrare);
- acceleraţia terenului pentru proiectare (a_g) la amplasament
- clasa de importanţă-expunere a clădirii.

Aceste valori minime ale rezistenţei caracteristice la compresiune se vor folosi numai la proiectarea clădirilor din clasele de importanţă - expunere III şi IV. Pentru clădirile din clasele de importanţă II şi I, valorile minime din tabel se vor spori cu 0.5 N/mm^2, respectiv cu 1.0 N/mm^2..

Folosirea valorilor minime ale rezistenţei zidăriei în locul valorilor minime ale rezistenţei componentelor (elemente şi mortare) este justificată prin faptul că datorită modului de alcătuire şi tipului materialelor folosite (elemente şi mortare) rezistenţele zidăriei calculate cu relaţiile specifice din Codul CR6 (preluate din **SR EN 1996-1-1**) variază în limite foarte largi aşa cum rezultă din figura C 8.9.

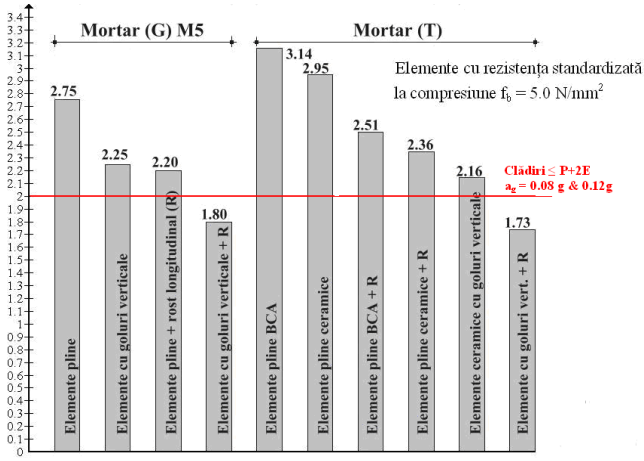


Figura C 8.9. Variaţia rezistenţei caracteristice la compresiune în funcţie de tipul elementelor şi al mortarului şi de modul de ţesere

Valoarea minimă a rezistenţei caracteristice la compresiune (f_k= 2.0N/mm^2) adoptată pentru clădirile cu P+2E în zonele cu seismicitate redusă şi moderată ($a_g \leq$ 0.15g) corespunde cerinţelor minime pentru materialele constitutive recomandate în standardul **SR EN 1998-1** ($f_{b,rec}$= 5.0 N/mm^2 şi mortar M5). Subliniem faptul că valoarea f_k = 2.0 N/mm^2 permite şi utilizarea unor elemente pentru zidărie cu valori f_b < 5 N/mm^2 aşa cum rezultă din figura C 8.10. Pentru clădiri cu unul sau două niveluri supraterane se acceptă, în zonele cu seismicitate redusă valori cu 15% mai mici decât valoarea de referinţă (F_k = 2.0 N/mm^2)

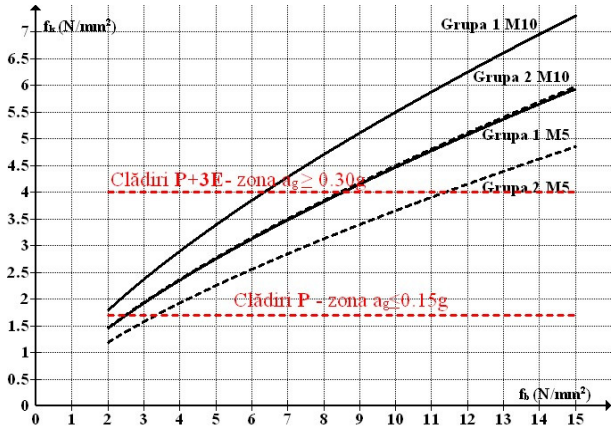


Figura C 8.10. Grafic pentru alegerea materialelor pentru zidărie

Se precizează că rezistenţa mortarului prevăzută în proiect pentru obţinerea unei anumite valori a rezistenţei caracteristice a zidăriei, în concordanţă cu cerinţele din tabelul 8.1, trebuie să fie inferioară, cel mult egală cu dublul rezistenţei elementelor pentru zidărie specificate (a se vedea Codul CR 6).

Prin stabilirea unor valori minime ale zidăriei, proiectantul capătă posibilitatea alegerii unor alcătuiri diverse care pot prezenta avantaje din alte puncte de vedere (rezistenţă la foc, izolare termică, izolare fonică, etc).

Păstrarea acestei marje în raport cu valoarea minimă a efortului unitar de compresiune favorizează obţinerea unor condiţii comparabile de ductilitate şi disipare a energiei (reamintim că simpla comparare a eforturilor unitare de compresiune este nerelevantă în cazul solicitărilor seismice !).

Valorile minime stabilite în tabelul 8.2 din acest Cod ţin seama, în primul rând, de următoarele cerinţe:

- asigurarea rezistenţei necesare la eforturi principale de compresiune pe secţiunea înclinată sub efectul simultan al încărcărilor verticale şi al acţiunii orizontale a cutremurului;
- protejarea integrităţii panourilor de zidărie înrămată în cadre de beton armat în zonele de interfaţă (evitarea zdrobirii locale); în acest scop valorile minime necesare se stabilesc de către proiectant, în fiecare caz în parte pe baza solicitărilor de calcul.

Valorile sunt diferenţiate în funcţie de acceleraţia seismică de proiectare şi de regimul de înălţime al clădirii. Valorile sunt calibrate ţinând seama de deformaţiile laterale aşteptate ale structurilor respective proiectate în conformitate cu prevederile acestui Cod. Pentru clădirile care au obiective de performanţă superioare (din clasele de importanţă I şi II) valorile minime sunt sporite corespunzător .

C8.2.4.(6) Valorile minime ale rezistenţelor caracteristice la încovoiere perpendicular pe planul peretelui (N/mm^2) pentru zidărie cu mortarele tip (**G**) şi (**T**) folosesc pentru proiectarea pereţilor nestructurali şi a panourilor de zidărie înrămată în cadre sub acţiunea încărcărilor definite în Codul **CR6,** art.1.3.3. Având în vedere particularităţile acestor încărcări, stabilirea unei valori minime a rezistenţei la compresiune a elementelor ($f_{b,min}$) nu are nici o relevanţă pentru calculul momentului capabil al peretelui. Rezistenţele f_{xk1} şi f_{xk2} depind de proprietăţile mortarului şi în particular de ***aderenţa*** acestuia la elementele pentru zidărie. Analiza modului de rupere a pereţilor

solicitaţi de forţe perpendiculare pe plan arată o corelare evidentă între calităţile elementelor şi cele ale mortarului. În particular asocierea unui mortar cu rezistenţă superioară cu elemente slabe va conduce la cedare prin ruperea elementului. Invers pentru mortare slabe ruperea se produce prin rost (cedarea mortarului în cazul rosturilor normale sau dezlipirea în cazul rosturilor subţiri).

În mod curent, caracterizarea rezistenţei mortarului se face prin valoarea ***rezistenţei la compresiune***, mărime care poate fi uşor determinată prin încercări de laborator, pe cuburi sau pe cilindri.

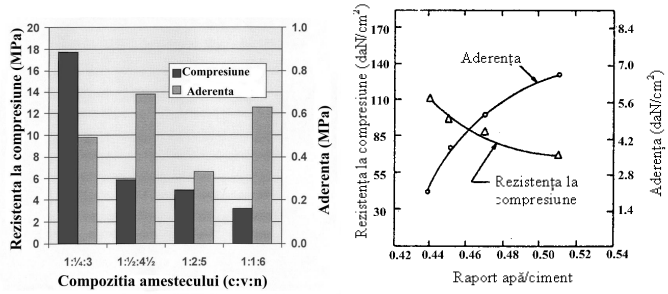
Din încercările prezentate în continuare, rezultă că, în absenţa datelor privind aderenţa la elementele pentru zidărie, specificarea în proiecte numai a rezistenţei la compresiune nu este suficientă pentru a defini complet calitatea mortarului.

Informaţii despre ambele caracteristici (rezistenţa la compresiune şi aderenţă) sunt necesare deoarece, în funcţie de compoziţia mortarului, raportul dintre rezistenţa la compresiune şi aderenţă poate varia în limite foarte largi. Pentru dozaje ridicate raportul este de 30 ÷ 40 iar pentru mortarele slabe raportul este numai 5, aşa cum rezultă din figura C 8.11a.[Clay Brick and Paver Institute Masonry Teaching Manual, Australia 2002]

De asemenea, cercetările au arătat că această relaţie este influenţată şi de raportul apă/ciment al amestecului - figura C 8.11b [Isberner,A *Properties of Masonry Cement Mortars* Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products, F.Johnson, Ed.,Gulf Publishing. Houston Tx.1969].

Creşterea raportului apă/ciment, care favorizează ***lucrabilitatea***, are două consecinţe contradictorii:

- scăderea rezistenţei la compresiune a mortarului;
- creşterea aderenţei.



(a) (b)

Figura C 8.11. Variaţia rezistenţei la compresiune şi a aderenţei în funcţie de raportul a/c

Rezistenţa la încovoiere a zidăriei perpendicular pe plan este, şi aceasta, influenţată de mai mulţi factori:

- rezistenţa la încovoiere a elementelor pentru zidărie;
- rezistenţa la întindere (aderenţa) mortarului din rosturile verticale;
- raportul de ţesere a zidăriei;
- calitatea execuţiei (umplerea corectă/completă a rosturilor verticale).

Datorită numeroşilor factori care generează anizotropia zidăriei, raportul rezistenţelor la încovoiere $\mu = f_{x2} / f_{x1}$ variază în limite deosebit de largi (a se vedea şi figura C 8.3). Astfel pentru zidăria cu elemente din argilă arsă în [Baker, L.R. *The Lateral Strength of Brickwork- An Overview* Proceedings of the Sixth International Symposium on Loadbearing Brickwork,

London,1977] şi în [Lawrence,S *Flexural Strength of Brickwork Normal to and Parallel to the Bed Joints,* Journal of The Australian Ceramic Society, Vol.11 may 1975] se indică valori în limite foarte largi $\mu = 1.5 \div 8.0$. Justificarea acestor rezultate divergente constă, mai ales, în existenţa celor două scheme de rupere în cazul încovoierii cu plan de rupere perpendicular pe rosturile de aşezare : ruperea numai prin rosturi în zig-zag (pe un traseu mai lung) sau ruperea prin rosturile verticale şi elemente.

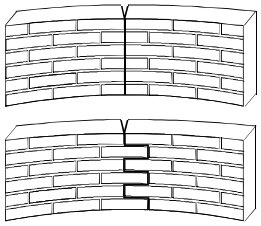


Figura C 8.12 Ruperea zidăriei din încovoiere cu plan de rupere perpendicular pe rosturile de aşezare

Aşa cum se arată în [Drysdale,R.G., Hamid, A.A., Baker, L.R. *Masonry Structures. Behavior and Design* Printice Hall, 2008] variaţia raportului $\boldsymbol{\mu}$ depinde de mai mulţi factori care influenţează, în special, în valoarea rezistenţei $\mathbf{f_{x2}}$:

- Rezistenţa elementelor pentru zidărie în raport cu rezistenţa de aderenţă a mortarului.
- Procentul de goluri al elementelor pentru zidărie.
- Valoarea eforturilor unitare verticale de compresiune.
- Raportul dimensiunilor elementelor pentru zidărie (lungime/înălţime), în special în cazul cărămizilor pline.

În condiţiile în care, în prezent pentru execuţia zidăriei sunt disponibile diverse tipuri de elemente care diferă, între altele, prin raportul lungime/înălţime, evaluarea influenţei acestui factor capătă o importanţă majoră pentru calculul cât mai exact al rezistenţei pereţilor solicitaţi de încărcări perpendiculare pe plan.

Graficul din figura C 8.13 [Hamid,A.A., *Effect of Aspect ratio of the Unit on Flexural Strength of Brick Masonry* Journal of Masonry Society, vol.1. no.1 1981] ilustrează acest efect important şi, prin aceasta, atrage atenţia asupra necesităţii continuării cercetărilor asupra acestui subiect.

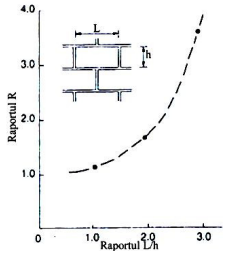


Figura C 8.13 Variaţia raportului $\mu = f_{x2}/f_{x1}$ în funcţie de raportul dimensiunilor elementelor pentru zidărie

În cazul în care zidăria este supusă simultan la încovoiere pe ambele direcţii rezultă o capacitate de rezistenţă superioară celei determinate pentru încovoierea într-o singură direcţie (vertical/orizontal). În proiectarea curentă efectul favorabil al acestei interacţiuni este neglijat.

În [Brencich, A., Gambarotta L . *Mechanical response of solid clay brickwork under eccentric*

loading. Part I: Unreinforced masonry. Materials and Structures, RILEM 38(276), 2005] pe baza rezultatelor din încercări, se propune o relaţie parabolică pentru descrierea condiţiilor de rupere sub efectul încovoierii pe două direcţii.

$$\left(\frac{\sigma_{x1}}{f_{r,x1}}\right)^2+\left(\frac{\sigma_{x2}}{f_{r,x2}}\right)^2=1$$

unde:

- σ_{x1} şi σ_{x2} sunt eforturile unitare de întindere în zidărie;
- $f_{r,x1}$ şi $f_{r,x2}$ sunt rezistenţele de rupere la întindere pe cele două direcţii.

Aceiaşi lucrare arată că eforturile verticale de compresiune sporesc capacitatea de rezistenţă atât vertical cât şi orizontal. În cazul pereţilor nestructurali şi al panourilor de umplutură din cadre acest spor reprezintă circa 20÷25%. Sporirea momentului capabil datorită efectului greutăţii proprii a fost preluată şi în Codul CR6.

Valorile indicate în tabelul 8.5 din acest Cod se bazează pe experienţa anterioară din România şi pe recomandările **SR EN 1996-1-1.**

C8.2.5. Betoane

C8.2.5.(1) Simultan cu stabilirea clasei de rezistenţă a betonului pentru execuţia corectă a zidăriilor armate este importantă alegerea adecvată a clasei de consistenţă (lucrabilităţii) deoarece în marea majoritate a cazurilor elementele de beton armat asociate zidăriei au dimensiuni mici (stâlpişorii şi stratul central al **ZIA**) şi nu există întotdeauna posibilităţi de vibrare eficientă şi de control al compactităţii betonului. În cazul stâlpişorilor turnaţi în zidăria în ştrepi, pătrunderea completă a betonului este o condiţie esenţială pentru realizarea conlucrării între cele două materiale şi se realizează, în principal prin prevederea unui beton cu consistenţă adecvată. Din acest motiv în proiecte (planuri, caiete de sarcini) trebuie să fie specificată clasa de consistenţă a betonului pentru diferitele categorii de elemente. Codul CR6 conţine indicaţii privind alegerea lucrabilităţii betonului pentru diferite elemente.

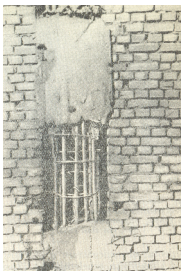


Figura C 8.14. Defecte de turnare la stâlpişori (se observă şi lipsa ştrepilor)

C8.2.6. Armături

C8.2.6.(2) Prevederea este analoagă celei din Codul **CR2-1-1.** şi are în vedere caracterul fragil al ruperii oţelurilor prelucrate la rece (sârmă trasă).

C8.3. Construcţii cu pereţi structurali din zidărie

C8.3.1. Tipuri de pereţi structurali din zidărie

Prevederile Codului ţin seama de:

- Caracteristicile mecanice ale elementelor pentru zidărie din argilă arsă şi din BCA şi ale mortarelor folosite în mod curent în România adică:
  * elemente pentru zidărie cu rezistenţa standardizată, definită conform **SR EN 771-1/SR EN 771-4,** $f_b \leq 15$ N/mm^2;
  * mortare cu rezistenţa medie, definită conform **SR EN 998-2,** ≤ 15N/mm^2 sau mortare preparate la şantier (care nu satisfac în întregime prevederile **SR EN 998-2**).
- Nivelul mediu al calităţii execuţiei din România.

C8.3.1.(2) Turnarea elementelor verticale de beton armat se poate face după executarea integrală a zidăriei unui nivel (procedeu folosit, de regulă, pentru stâlpişori) sau pe măsură ce este ridicată zidăria (procedeu folosit pentru zidăria cu inimă armată). Turnarea centurilor se face numai după executarea zidăriei până la cota finală. Datorită acestor condiţii, comportarea zidăriei confinate sub efectul încărcărilor verticale şi orizontale este total diferită de comportarea panourilor de umplutură înrămate în cadre din beton sau din oţel.

În cazul zidăriilor cu elemente cu înălţimea rândului ≥ 150 mm, prevederile din **CR 6** privind modularea zidăriei pe înălţime, au ca scop evitarea unor soluţii de compromis, adesea întâlnite pe şantierele din ţară (dar şi din străinătate) în care, la partea superioară a zidului, se fac completări cu elemente cu altă înălţime şi chiar de alt tip. Evident, în această alcătuire nu se poate conta pe conlucrarea dintre zidărie şi elementele de beton nici în cazul zidăriei structurale (portante) şi nici în cazul panourilor de zidărie înrămată.

Figura C 8.15. Panou de zidărie nemodulat, completat cu alt tip de elemente pentru zidărie

C8.3.2. Condiţii de utilizare

C8.3.2.(1) Pentru stabilirea modelului de calcul structural, se consideră că secţiunea de încastrare a ansamblului pereţilor structurali pentru calculul la forţe orizontale (secţiunea în raport cu care se defineşte numărul de niveluri $\mathbf{n_{niv}}$) se află deasupra ansamblului elementelor structurale care transmit la teren solicitările pereţilor structurali.

Cu altă exprimare, în concepţia **CR6** şi a prezentului Cod, secţiunea de încastrare poate fi definită şi ca secţiunea în care sunt dirijate/localizate zonele plastic potenţiale ale pereţilor.

În cazul particular al clădirilor cu structura din zidărie, ***secţiunea de încastrare*** se va lua:

- în cazul clădirilor fără subsol: la nivelul superior al soclurilor;
- în cazul clădirilor cu subsol:
  * la planşeul peste subsol, la clădirile cu pereţi deşi (sistem *fagure*) sau la cele cu pereţi rari (sistem *celular*) la care, pentru sporirea rigidităţii spaţiale,

s-au prevăzut pereţi suplimentari în subsol, conform recomandării din **CR 6**;

* peste nivelul fundaţiilor, la clădirile cu pereţi rari, la care nu s-au prevăzut pereţi suplimentari în subsol.

C8.3.2.1. Condiţii de utilizare pentru structuri cu pereţi din zidărie nearmată

C8.3.2.1.(1) A se vedea şi comentariul **C8.1.1.(3)**.

C8.3.2.1.(2) Pentru satisfacerea acestor cerinţe este necesară în primul rând adoptarea unor partiuri de arhitectură cu regularitate în plan şi în elevaţie ceea ce asigură şi condiţiile de regularitate structurală.

Condiţiile de regularitate urmăresc, în primul rând, realizarea unui traseu direct şi clar al încărcărilor verticale şi orizontale până la fundaţii şi asigurarea conlucrării spaţiale dintre pereţii de zidărie de pe cele două direcţii şi dintre pereţi şi planşee în toate fazele de solicitare.

În acest scop este necesară realizarea următoarelor măsuri constructive:

- asigurarea legăturilor dintre pereţii dispuşi pe ambele direcţii principale ale clădirii;
- prevederea fundaţiilor continue sub ziduri şi legarea zidurilor de fundaţii (evitarea lunecării zidului pe fundaţie);
- asigurarea legăturii între pereţi şi centurile dispuse constructiv la nivelul fiecărui planşeu;
- prevederea planşeelor rigide în plan orizontal (recomandabil şi în cazul ultimului nivel);
- în cazul clădirilor cu şarpantă, ancorarea acesteia de centurile de la ultimul nivel;
- ancorarea de şarpantă a zidurilor în consolă peste ultimul nivel (calcane, frontoane).

Regimul de înălţime redus care este prevăzut în Cod (2÷3 niveluri peste secţiunea de încastrare) asigură, pentru grosimea minimă de zid, eforturi unitare de compresiune aflate în intervalul $0.3\ f_d \div 0.5 f_d$.

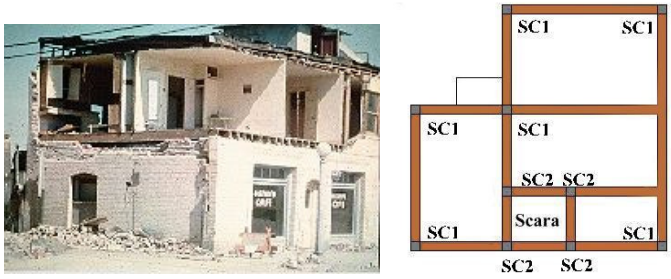
În acelaşi timp, pentru amplasamentele cu acceleraţie seismică de proiectare slabă şi/sau moderată (orientativ $a_g \le 0.15g$) eforturile tangenţiale în rosturile orizontale ale zidăriei rămân la valori scăzute dacă se realizează ariile minime constructive de zidărie prevăzute în Cod..

Proprietăţile mecanice ale structurilor cu pereţi din zidărie nearmată sunt influenţate, în mare măsură, de condiţiile de execuţie şi, în special, de:

- raportul de ţesere;
- folosirea aceluiaşi tip de elemente şi aceluiaşi tip de mortar pentru toţi pereţii unui nivel;
- executarea simultană a pereţilor de pe ambele direcţii principale;
- realizarea rosturilor orizontale de mortar cu grosimi între 8 ÷15 mm şi umplerea completă a tuturor rosturilor verticale;
- tratarea zidăriei după execuţie (evitarea încărcării premature, a solicitărilor dinamice, măsurile pe timp friguros, etc).

- **C8.3.2.1.(4)** Prevederea stâlpişorilor şi centurilor cu rol asigurare a integrităţii ansamblului clădirii în stadiile avansate de solicitare sub efectul unor cutremure

severe.se bazează pe analiza efectelor cutremurelor trecute. Expulzarea zidăriilor de la colţuri este un fenomen binecunoscut care a fost întâlnit la clădirile din ZNA chiar şi la clădiri cu un singur nivel.



(a) (b)

- Figura C 8.16 (a) Avarie specifică pentru clădire din ZNA fără stâlpişori la colţuri
- şi fără centuri (b) Poziţionarea stâlpişorilor constructivi

Prezenţa centurilor are şi rolul de a limita extinderea fisurilor între nivelurile adiacente. Acest tip de avarie poate conduce la prăbuşirea peretelui sub efectul combinat acţiunii seismice în planul peretelui şi perpendicular pe plan.

C8.3.2.1.(5) Criteriile care au stat la baza stabilirii parametrilor din tabel au fost următoarele:

- limitarea intensităţii efortului unitar normal de compresiune mediu pe structură la o valoare moderată: $\sigma_0 \leq 0.5\ f_d \cong 0.20\ f_k$;
- limitarea intensităţii efortului unitar tangenţial mediu pe structură produs de acţiunea seismică de proiectare la o valoare moderată: $\tau_{0,max} \leq 0.5\ f_{vd} \cong 0.20 f_{vk}$;
- s-a considerat ca limită superioară a densităţii pereţilor valoarea p= 6% dincolo de care spaţiile care rezultă nu mai pot fi utilizate corespunzător nici pentru locuinţe modeste sau este necesară îngroşarea excesivă a zidurilor.

Limitările severe propuse în Cod au la bază următoarele considerente:

- Pentru zidăriile din elemente de argilă arsă cu perforaţii verticale din grupa **2S**:
  - comportarea fragilă la rupere sub efectul încărcărilor verticale (compresiune centrică);
  - degradarea rapidă a rezistenţei şi rigidităţii pentru încărcări laterale ciclice alternante;
  - valoarea scăzută a deplasării relative de nivel la care se produce fisurarea extinsă a zidăriei;
  - degradarea integrităţii pereţilor în stadiile avansate de solicitare prin: deschiderea pronunţată a rosturilor verticale, expulzarea feţei exterioare a elementelor, etc;
  - imposibilitatea practică de remediere a avariilor (aşa cum acestea sunt arătate în figura C 8.17 pentru valori ale driftului acceptate în Codul **P100-1**).

O confirmare a acestor particularităţi a fost pusă în evidenţă şi prin testele efectuate la UTCB (2005) publicate parţial în [Frumento,S.,Magenes,G., Morandi,P., Calvi,G.M. *Interpretation experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q- factors for seismic design* IUSS Press, Pavia Italia,2009].

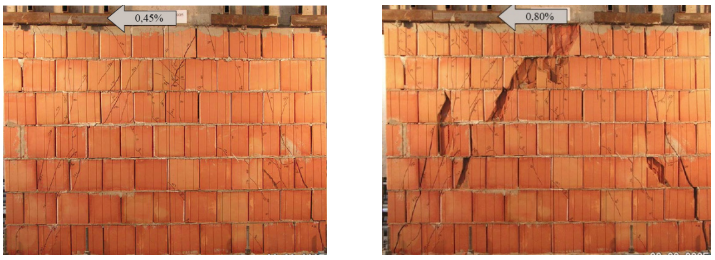


Figura C 8.17. Degradarea panourilor de zidărie cu elemente din grupa 2S în stadii avansate de solicitare [Frumento,S.,Magenes,G., Morandi,P., Calvi,G.M. *Interpretation experimental shear tests on clay brick masonry walls and evaluation of q- factors for seismic design* IUSS Press, Pavia Italia,2009]

- Pentru elementele din **BCA**:
  * în lipsa unor date experimentale elocvente privind comportarea la cutremure puternice a pereţilor structurali din zidărie cu elemente BCA nu există modele de calcul suficient de sigure.
  * din acest motiv, în USA, de exemplu, folosirea pereţilor structurali cu elemente din BCA este limitată de ultima ediţie a reglementării americane [ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, 2010] după cum urmează:
    - structuri pereţi din zidărie simplă (nearmată) pentru zone seismice cu $a_g \leq 0.13g$ (fără limitarea înălţimii);
    - structuri cu pereţi din zidărie armată obişnuit pentru zone seismice cu $a_g \leq 0.13g$ (fără limitarea înălţimii) şi pentru zone seismice cu $a_g \leq 0.20g$ (cu limitarea înălţimii la 10.50 m)

C8.3.2.2. Condiţii de utilizare pentru structuri cu pereţi din zidărie armată (ZC,ZC+AR,ZIA)

- **C8.3.2.2.(1)** Zidăria confinată este cel mai răspândit tip de zidărie armată folosit cu precădere în sud-estul Europei, în China, în America Latină.

În România zidăria confinată (**ZC**) şi armată în rosturile orizontale (**ZC+AR**) este cea mai răspundită alcătuire de tip ***zidărie armată***. Zidăria cu inimă armată (**ZIA**) a fost utilizată pentru câteva clădiri în Bucureşti şi Ploieşti care la cutremurul din 1977 au avut comportări diferite. Cu toate avantajele sale, în special, ductilitatea sporită şi eliminarea totală a punţilor termice, procedeul este practic abandonat în prezent, mai ales din cauza volumului mare de manoperă.

- Prezenţa elementelor verticale de confinare îmbunătăţeşte calitativ şi cantitativ comportarea pereţilor de zidărie înainte şi după fisurare (în domeniul post elastic) :
  - asigură ductilitatea necesară în cazul solicitărilor seismice;
  - împiedică pierderea stabilităţii (răsturnarea) pereţilor sub efectul încărcărilor orizontale normale pe planul peretelui;
  - asigură integritatea panourilor de zidărie în stadii avansate de avariere (după ce s-au produs crăpături/ fracturi cu deplasare în planul peretelui şi/sau perpendicular pe plan).

-

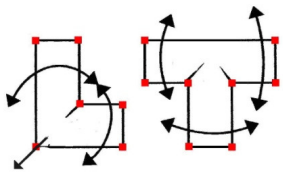


Figura C 8.18 Vulnerabilitatea colţurilor clădirilor din zidărie
[Petrovici, R., *Teoria structurilor pentru arhitecţi* - Curs UAUIM Bucureşti, 2004]

- Totodată, prezenţa stâlpişorilor la intersecţii, colţuri şi ramificaţii de ziduri contribuie eficient la realizarea legăturii dintre pereţii de pe cele două direcţii principale ale clădirii şi prin aceasta la realizarea conlucrării spaţiale a subansamblurilor structurale verticale. Conlucrarea între stâlpişori şi zidărie este îmbunătăţită prin executarea zidăriei în ştrepi şi prin prevederea armăturilor de legătură în rosturile orizontale.

Figura C 8.19. Expulzarea zidăriei la colţuri la zidăria fără stâlpişori

- Prin comparaţie cu stâlpişorii realizaţi în zidăriile cu elemente speciale (cu goluri mari) stâlpişorii turnaţi în cofraj sunt mai eficienţi deoarece au arie mai mare şi pot primi armături mai multe [Alcocer,S.M. and Zepeda, J.A. *Behavior of multi-perforated clay brick walls under earthquake-type loading.* Proc. of the 8th North American Masonry Conference, Austin, Texas, 1998].

Un alt avantaj este că, în zidăria confinată şi în zidăria cu inimă armată, încărcările verticale sunt transmise direct panoului de zidărie (planşeul este legat cu centura care se toarnă direct pe zidărie). În aceste condiţii rezistenţa la forfecare a panoului sporeşte ţinând seama de efectul forţei de frecare care se dezvoltă pe zona comprimată (a se vedea **CR 6**).

Elementele orizontale de confinare (centurile) contribuie la realizarea conlucrăriii spaţiale a pereţilor prin:

- legarea pereţilor de pe cele două direcţii;
- constituirea unei carcase spaţiale cu elemente armate, prin legarea tuturor stâlpişorilor la nivelul fiecărui planşeu;
- sporirea rigidităţii în plan a planşeelor;
- realizarea transferului forţelor seismice de la planşee la pereţii structurali.

În afară de aceasta, centurile constituie reazeme orizontale pentru pereţii solicitaţi de încărcările normale pe plan (seismice sau chiar din vânt).

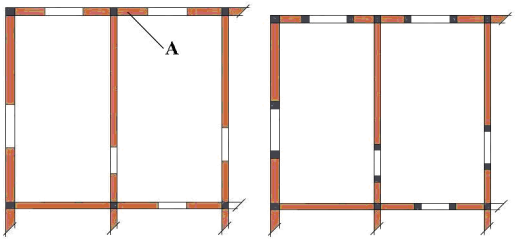
Criteriile care au stat la baza tabelului **8.3**.sunt analoage celor menţionate la **C8.3.2.1.(2)**, cu următoarele observaţii:

- valorile momentelor capabile s-au estimat ţinând seama de aportul armăturilor din stâlpişori, cu valorile minime stabilite în Cod;
- efortul unitar tangenţial mediu a fost sporit ţinând seama de prezenţa armăturilor din centuri şi din rosturile zidăriei (dacă există), cu valorile minime stabilite în Cod.

Având în vedere sensibilităţile menţionate la **C.8.2.1.1.(3)**, utilizarea zidăriei cu elemente din argilă arsă din grupa **2S** este permisă numai pentru clădiri cu un număr redus de niveluri, diferenţiat în funcţie de zona seismică şi numai pentru clădiri din clasele inferioare de importanţă. Măsura are în vedere, în principal limitarea eforturilor unitare din forfecare şi a deformaţiilor unghiulare asociate pentru asigurarea unei marje suficient de mari în raport cu limitele la care avarierea pereţilor devine generalizată şi practic ireparabilă.

Deoarece ruperea la compresiune a zidăriei cu elemente din grupa 2S este asociată cu valori mici ale deformaţiei specifice (de regulă, $\varepsilon_{uz} \leq 1.2 \div 1.7‰$) capacitatea de rezistenţă a betonului din stâlpişori nu poate fi folosită decât parţial (0.60÷0.75%).

În condiţiile în care stâlpişorii sunt amplasaţi numai la intersecţii şi la colţuri (aşa cum era prevăzut în Normativul **P2-85 -**în prezent abrogat) sau dacă bordarea golurilor este obligatorie numai pentru suprafeţe mari ale golurilor, cea mai mare parte dintre montanţi sunt de fapt din ***zidărie nearmată.*** În cazul spaleţilor de tip "A" comportarea acestora este de tip "zidărie nearmată": rupere în "X" care continuă şi în stâlpişorul central (plasat la intersecţia cu un perete transversal).



(a) Conform P2-85 (b) Conform SR EN 1998-1

Figura C 8.20 Poziţionarea stâlpişorilor la zidăria confinată

Figura C 8.21 Ruperea la cutremur a spaleţilor de tip "A" din figura C 8.20(a)

[Brzev,S., *Earthquake -Resistant Confined Masonry Construction*
NICEE Indian Insitute of Technology, 2007]

[Meli,R, Brzev, S (co-chair) *Seismic Design Guide for Confined Masonry Buildings - draft* april 2010]

Sistemul de centuri participă la asigurarea caracterului spaţial al structurii prin

- legarea pereţilor de pe cele două direcţii;
- constituirea unei carcase spaţiale cu elemente armate, capabile să preia eforturi de întindere, prin legarea tuturor stâlpişorilor la nivelul fiecărui planşeu;

- sporirea rigidităţii în plan prizontal a planşeelor;
- realizarea transferului forţelor seismice de la planşee la pereţii structurali.

În afară de aceasta, centurile constituie reazeme orizontale pentru pereţii solicitaţi de încărcările normale pe plan (seismice sau chiar din vânt).

În cazul planşeelor din grinzi de lemn/profile metalice elementele de rezistenţă trebuie să fie legate eficient de centuri (prin înglobare pe cel puţin ⅔ din lăţimea centurii sau prin ancorare în centură, dar fără întreruperea armăturii din centuri). Pentru a se realiza o transmitere cât mai uniformă a încărcărilor verticale centurile se execută pe toată lăţimea peretelui (cu o eventuală reducere pentru aplicarea protecţiei termice la pereţii de faţadă).

Comportarea la cutremur a zidăriei confinate a constituit o preocupare importanţă pentru cercetătorii din ţările în care acest procedeu se foloseşte pe scară largă

Astfel, în Mexic [Meli,R., *Mamposteria estructural. La practica, la investigacion y el comportamiento sismico observado en Mexico* CENAPRED] s-au evidenţiat următoarele concluzii principale privind comportarea pereţilor din zidărie confinată:

- Forţa laterală care produce fisurarea diagonală variază foarte puţin în funcţie de armarea peretelui
- Cantitatea şi detaliile de armătură din stâlpişori afectează semnificativ ductilitatea dar nu modifică cu valori importante rezistenţa peretelui
- Capacitatea creşte liniar în funcţie de nivelul forţei axiale de compresiune (în domeniul eforturilor specifice clădirilor cu puţine niveluri)
- Ductilitatea pereţilor este ridicată dacă cedarea se produce din încovoiere dar şi la pereţii care cedează din forţă tăietoare;ductilitatea scade pentru încărcări verticale mari

O altă cercetare [Sánchez,T.A., *Diseño y construccion de estructuras de mamposteria* - CENAPRED] arată că, în condiţiile în care au fost respectate prevederile din reglementări, zidăria confinată a avut comportare satisfăcătoare la cutremurele din Mexic:

- stâlpişorii au asigurat peretelui o capacitate superioară de deformaţie laterală şi au îmbunătăţit legăturile între pereţii pe cele două direcţii şi între perete şi planşeu
- s-a evitat ruperea bruscă fragilă dar nu şi formarea fisurilor diagonale (rezistenţa la eforturi diagonale a zidăriei nu sporeşte semnificativ prin prezenţa stâlpişorilor şi a centurilor)

o soluţie pentru sporirea capacităţii la forţă tăietoare este armarea rosturilor orizontale.

C8.3.2.2.(3) Având în vedere nivelul mai redus al acceleraţiei seismice aşteptate în zonele seismice cu $a_g = 0.15g$ şi $a_g = 0.20g$ se permite ca o structură să fie considerată cu ***zidărie confinată*** dacă cel puţin 75% din forţa tăietoare de etaj este preluată prin pereţi de zidărie cu stâlpişori la ambele extremităţi. Pentru zonele seismice cu $a_g \geq 0.25$ g forţa tăietoare de etaj trebuie să fie preluată integral cu pereţi mărginiţi cu stâlpişori de beton la ambele extremităţi (această măsură condiţionează, de altfel, şi posibilitatea ancorării armăturilor în rosturile orizontale)

C8.3.2.2.(4) Prevederea ţine seama de particularităţile de solicitare/comportare ale clădirilor din zidărie armată care au peste ultimul nivel curent încăperi/spaţii cu volumetrie redusă (mansardă).

Prevederile din Cod au în vedere următoarele elemente caracteristice:

I. Zona de mansardă are o greutate sensibil mai mică decât greutatea nivelului curent rezultată din următoarele condiţii / prevederi:

- acoperişul este susţinut pe o şarpantă din lemn a cărei greutate poate fi de până la 3÷4 ori mai mică decât greutatea unui planşeu din beton;
- înălţimea pereţilor structurali perimetrali este de circa ½ din înălţimea pereţilor de la nivelurile curente;
- compartimentările interioare urmează a fi executate cu pereţi uşori (de tip gips-carton) astfel încât greutatea echivalentă a acestora să fie mai mică de 50 daN/m^2.

II. Toţi pereţii de pe contur sunt confinaţi, prin continuarea stâlpişorilor de la nivelul inferior şi printr-o centură de beton armat la partea superioară; prin aceste măsuri aria unui panou de zidărie între elementele de confinare devine egală aproximativ cu ½ din aria panoului de la etajele curente.

III. Densitatea pereţilor de la parter trebuie să fie mai mare decât cea prevăzută la clădirile curente cu 15÷20% ceea ce face ca eforturile unitare de compresiune şi de forfecare în zidăria de la parter să rămână în aceleaşi limite ca şi la o clădire similară fără mansardă.

Din punct de vedere practic, sporirea densităţii pereţilor structurali cu 1% poate să conducă la rezolvări arhitecturale dezavantajoase sau cu costuri suplimentare importante. În această situaţie, proiectantul trebuie să aprecieze posibilităţile de adoptare a unei soluţii cu rezistenţă şi ductilitate sporite din zidărie sau trecerea la o structură din beton armat sau din oţel.

C8.3.2.2.(7) Prevederile au în vedere, în unele cazuri speciale, posibilitatea depăşirii numărului de niveluri $\mathbf{n_{niv}}$ din tabelele **8.3÷8.5** respectiv reducerea densităţii minime constructive a pereţilor structurali, în condiţiile folosirii unor materiale pentru zidărie cu rezistenţe ridicate şi numai dacă siguranţa structurii este verificată cu un procedeu de calcul static neliniar care să ţină seama de toate rezervele de rezistenţă specifice alcătuirii structurale respective.

C8.3.4. Factori de comportare

C8.3.4.(1) Valorile factorilor de comportare date în tabelul 8.10 ţin seama de:

- regularitatea clădirii în plan şi în elevaţie (valorile pentru clădiri cu neregularitate în plan si în elevaţie sunt mai reduse cu 10÷15% mai reduse decât cele pentru clădirile regulate- reducerile cele mai mari sunt pentru ZNA)
- resursele de comportare post elastică care descresc de la ZNA către zidăriile armate.

C8.3.4.(2) Factorul de suprarezistenţă structurală (α_u/α_1) ţine seama de comportarea postelastică aşteptată a structurii.

În cazul clădirilor din zidărie, principalele surse din care pot proveni rezervele de siguranţă (suplimentul de rezistenţă) sunt:

- valoarea forţei seismice de proiectare determinată prin metoda statică echivalentă este întotdeauna mai mare decât forţa care rezultă din calculul cu spectrul de răspuns;

- capacitatea de rezistenţă asigurată de unele prevederi constructive depăşeşte, în multe, cazuri cerinţele rezultate din calcul;
- redundanţa sistemului structural care rezultă din faptul că articulaţiile plastice de la baza montanţilor nu se produc simultan,
- suprarezistenţa armăturilor;
- ductilitatea de material a zidăriei ($\varepsilon_{mu} >> \varepsilon_{m1}$)
- redistribuţia eforturilor în domeniul postelastic care poate fi realizată prin conlucrarea spaţială a şirurilor de montanţi/spaleţi în cazul zidăriilor care au diagrama σ - ε cu palier post-elastic ($\varepsilon_{mu} >> \varepsilon_1$); conlucrarea *nu este posibilă* în cazul în care planşeele nu au rigiditate semnificativă în plan orizontal

Preocupările legate de evaluarea factorilor de suprarezistenţă se regăsesc în mai multe lucrări dintre care citǎm [Anastassiadis, K., Avramidis , I.E., Athanatopoulou, A. *Critical comments on Eurocode8, sections 3 and 4, draft 1, may 2000*, Paper 095, 12th ECEE, London 2002] [Sophocleous,A.A.,Syrmakezis, C.C. *The Influece of Overstrength to the Structural Reliability of Structures,* Paper nr.689, 12th ECEE, Londra, 2002]. Un studiu mai recent [Magenes, G., *Masonry Building Design in Seismic Areas: Recent Experiences and Prospects from a European Standpoint* First European Conference Earthquake Engineering & Seismology , Geneva,Switzerland, 2006] prezintă rezultatele analizelor numerice efectuate la Universitatea din Pavia (Italia), pe clădiri din zidărie armată şi nearmată, cu tipologia arhitectural-structurală specifică Italiei. Acest studiu a arătat rezerve importante de rezistenţă dincolo de limita reprezentată prin avarierea sau ieşirea din lucru a elementului cel mai solicitat. Aceste rezerve sunt reprezentate în figura C 8.22 prin raportul între forţa ultimă (F_y) şi forţa corespunzătoare cedării elementului cel mai solicitat (F_{el}) care depăşeşte valoarea 1.5 în 95% din cazurile studiate.
Lucrarea menţionată nu precizează caracteristicile mecanice ale zidăriei clădirilor examinate ceea ce face dificilă interpretarea rezultatelor.

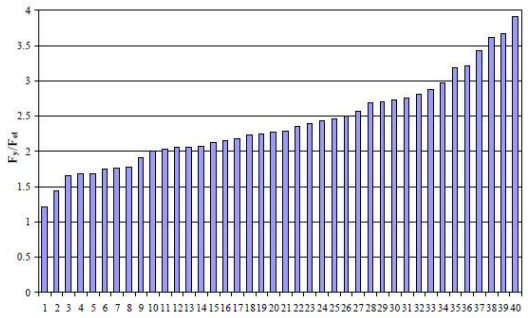


Figura C 8.22. Variaţia factorului de suprarezistenţă pentru clădiri specifice din Italia

În cazul zidăriilor fragile, cu lege constitutivă liniară cu $\varepsilon_{mu} \cong \varepsilon_{m1}$ (a se vedea fig.4.3a din Codul.**CR6**), nu există rezerve de rezistenţă post elastică astfel încât factorul de suprarezistenţă se va lua $\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$ pentru toate tipurile de elemente pentru zidărie din argilă arsă şi din **BCA**, şi factorii de comportare "q" se vor lua, independent de regularitatea geometrică şi structurală a clădirii în plan şi în elevaţie, cu valorile nominale.

Faţă de datele prezentate mai sus, pentru cazul zidăriilor executate cu elemente din grupele **1** şi **2,** valorile factorilor de suprarezistenţă structurală pentru corectarea valorilor de referinţă al factorilor de comportare **q**, s-au luat după cum urmează:

- pentru zidărie nearmată $\alpha_u/\alpha_1 = 1.10$;

- pentru zidărie confinată $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$.

Pentru zidăriile a căror lege constitutivă este de tip fragil, în toate cazurile, trebuie considerat că nu există astfel de rezerve ($\alpha_u/\alpha_1 = 1.0$).

C8.4. Calculul seismic al clădirilor cu pereţi structurali din zidărie

C8.4.(1) Având în vedere caracteristicile specifice ale clădirilor cu pereţi structurali din zidărie în special înălţimea redusă şi proprieţăţile de rigiditate ale pereţilor calculul seismic se face conform principiilor şi regulilor generale din acest Cod, par. 4.5 şi din Codul **CR6**, par.6.1. cu simplificările / sistematizările din acest Capitol şi din Codul **CR6**.

C8.4.(2) Cu toate că literatura de specialitate menţionează pentru clădirile din zidărie fracţiuni din amortizarea critică $\xi \geq 10\%$ în prezentul Cod a fost adoptată o valoare *moderată* a fracţiunii din amortizarea critică pentru ca forţele seismice să rămână în limitele fixate de standardul **SR EN 1998-1** (a se vedea şi comentariul **C8.3.4.(1)**) .

C8.4.1. Condiţii generale

C8.4.1.(2) În cazul pereţilor cu goluri suprapuse, pentru calculul eforturilor secţionale, pot fi folosite mai multe procedee bazate pe schematizările care sunt indicate în figura următoare.

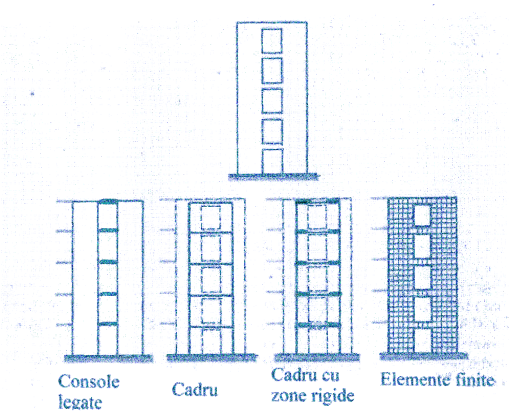


Figura C 8.23 Modele de calcul pentru pereţi cu goluri

Modelul cu console legate se foloseşte în cazurile în care riglele de cuplare nu există (golurile sunt înalte şi legătura se realizează numai prin centură/placa planşeului) sau, în cazul evaluării unor construcţii existente din zidărie care au buiandrugi din lemn sau din zidărie.

O variantă simplificată a modelului cu console legate [metoda POR/ Italia] ia în considerare numai deformaţiile din forfecare şi încovoiere ale elementelor verticale considerate dublu încastrate în dreptul planşeelor (cu rotire împiedicată).

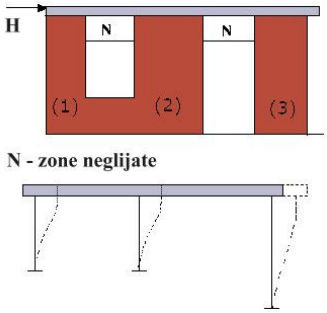


Figura C 8.24 Schematizarea peretelui în metoda **POR**

Modelul simplificat **POR** permite un calcul rapid (chiar manual) dar schematizarea propusă nu ia în considerare mecanismele de deformare/avariere ale elementelor orizontale (rigle de cuplare) şi din acest motiv rezultatele furnizate sunt aproximative (rigiditatea structurii este supraestimată iar ductilitatea subestimată).

Una din primele propuneri de asimilare, pentru calcul, a peretelui din zidărie cu şiruri de goluri suprapuse cu un cadru plan a fost făcută în lucrarea [Morlando, G. and Ramasco,R. *In tema di verifica sismica degli edificiin muratura. Quadreni di Teoria e Tecnica delle strutture* Universita di Napoli - Istituto di Tecnica delle Costruzioni n^o 562, 1984].

S-a propus un cadru înlocuitor cu segmente rigide la extremităţile barelor verticale şi orizontale astfel încât zonele respective să prezinte deformaţii de încovoiere şi forfecare de acelaşi ordin de mărime. Între aceste zone montanţii şi plinurile orizontale din zidărie sunt modelaţi cu proprietăţile elastice (geometrice şi mecanice) respective.

Notă. Un procedeu similar, pentru pereţi structurali cu goluri mari (*walled-frames*) din beton armat a fost propus în [Muto,K., Butler, D.W.: *Lateral Force Distribution Coefficients and Stress Analysis for Walled Frames* (1951)]

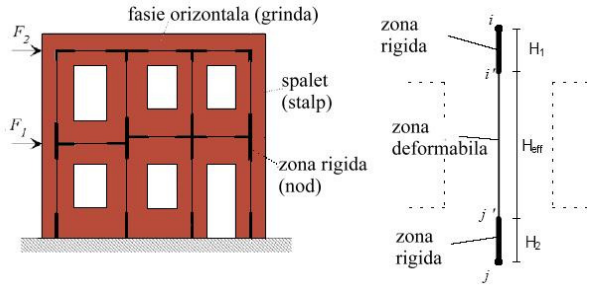


Figura C 8.25 Model de tip cadru pentru pereţii structurali cu goluri

Cercetări mai recente au extins folosirea acestui model şi pentru a lua în considerare comportarea neliniară specifică structurilor din zidărie [Lenza, P., *Non linear behaviour of masonry buildings under seismic actions* 11th WCEE, Paper n^{o}1833].

Pornind de la examinarea comportării specifice la cutremur a principalelor componente ale unui perete din zidărie se poate realiza schematizarea sub forma "cadrului înlocuitor" folosind ***macroelemente*** .

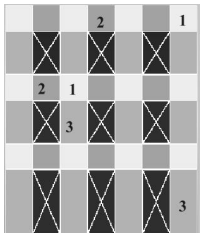


Figura C 8.26 Schematizarea peretelui cu ***macroelemente***

1- nod, 2 - plin orizontal, 3 - spalet

Macroelementul reprezintă un panou întreg al unui perete, definit în funcţie de proprietăţile caracteristice (spalet, plin orizontal şi nod) şi prin aceasta permite scrierea ecuaţiilor de echilibru ale ansamblului cu un număr mai mic de necunoscute. Condiţiile de contur permit şi identificarea mecanismelor de deformare elastică şi post elastică (identificarea nivelului de avariere)

Macroelementul reprezentat în figura C 8.27 (a) este un panou cu lăţimea *b* şi grosimea *s* constituit din trei segmente:

- cele două zone/elemente de la extremităţi cu grosime Δ (notate 1 şi 3) modelează deformabilitatea axială (sub efectul forţei axiale N şi al momentului încovoietor M) şi sunt considerate infinit rigide la acţiunea forţei tăietoare T;
- zona/elementul central de înălţime *h* modelează deformabilitatea unghiulară (sub efectul forţei tăietoare) dar este considerat infinit rigid la acţiunea forţei axiale şi a momentului încovoietor.

Modelul cinematic complet pentru un element trebuie să considere câte trei grade de libertate la nodurile *i* şi *j* şi tot ce trei grade la interfeţele elementelor 1&2 şi respectiv 2&3

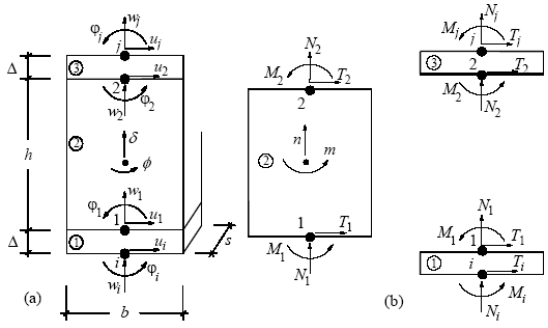


Figura C 8.27 Definirea macroelementelor structurale - eforturi şi deformaţii

Calcul structurilor folosind modelarea cu microelemente elemente finite de suprafaţă implică utilizarea programelor specializate.

Precizia rezultatelor depinde, în mare măsură, de definirea modelului, în particular de nivelul de detaliere al reţelei ceea ce implică un efort important de modelare şi o durată relativ lungă de calcul.

Avantajul principal al metodei constă în posibilitatea de a urmări degradarea zidăriei prin reducerea rezistenţei elementelor avariate după o lege constitutivă neliniară până la atingerea situaţiei de colaps.

Subliniem şi complexitatea procedurii de interpretare a rezultatelor calculului. Depăşirea locală a valorilor limită ale eforturilor unitare nu înseamnă momentul ruperii panoului deoarece sunt posibile redistribuţii locale care trebuie evaluate (de examplu prin mediere/integrare pe anumite zone) în vederea determinării nivelului de solicitare secţională care produce efectiv ruperea zidăriei.

Definirea legii constitutive necesită cunoaşterea cât mai exactă a proprietăţilor mecanice ale zidăriei. În cazul proiectării clădirilor noi, legea constitutivă poate fi luată conform datelor din reglementările tehnice relevante sau conform încercărilor producătorului. În cazul clădirilor existente sunt necesare însă cercetări/teste extinse in-situ şi în laborator.

C8.4.1.(3) Rigiditatea laterală a unui panou de zidărie depinde de :

- geometria panoului;
- condiţiile statice la extremităţi: dublu încastrat, în consolă, sau situaţii apreciate de proiectant ca intermediare;
- proprietăţile de deformabilitate ale zidăriei: modulii de elasticitate longitudinal şi transversal.

Rigiditatea unui panou de zidărie solicitat la încovoiere cu forţă tăietoare se defineşte ca valoarea forţei tăietoare care produce o deplasare a extremităţilor (Δ) egală cu unitatea

$$R \equiv V\ (\Delta=1)$$

Pentru calculul deplasării se iau în considerare deformaţiile din încovoiere ($\rightarrow\Delta_M$) şi deformaţiile din forţă tăietoare ($\rightarrow \Delta_V$)

$$\Delta = \Delta_M + \Delta_V$$

Valoarea celor două componente depinde de schema statică (condiţiile de fixare la extremităţi).

1. Perete (montant) în consolă (fixat numai la bază):

$$\Delta_M = \frac{VH^3}{3E_zI_p}$$

$$\Delta_V = k\frac{VH}{G_zA_p}$$

$$R = \frac{1}{\frac{H^3}{3E_zI_p} + k\frac{H}{G_zA_p}}$$

2. Spalet dublu încastrat (fixat la ambele extremităţi):

$$\Delta_M = \frac{VH^3}{12E_zI_p}$$

$$\Delta_V = k\frac{VH}{G_zA_p}$$

$$R = \frac{1}{\frac{H^3}{12E_zI_p} + k\frac{H}{G_zA_p}}$$

Cu notaţiile :

- V - forţa tăietoare
- H - înălţimea panoului (montant/spalet)
- l_p - lungimea panoului
- t_p - grosimea panoului
- A_p - aria panoului de perete
- I_p - momentul de inerţie al panoului de perete
- E_z - modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei
- G_z - modulul de elasticitate transversal al zidăriei

- k - coeficient de formă ; k = 1.2 pentru secţiuni dreptunghiulare, k = 2.0÷2.5 pentru secţiuni I

În cazul secţiunilor dreptunghiulare cu grosimea panoului de zidărie t_p şi ţinând seama de relaţiile $E_z=1000\ f_k$ şi $G_z = 0.4\ E_z$ expresiile devin:

1. Perete în consolă $$R_p = \frac{E_z t_p}{\lambda_p(3+4\lambda_p^2)} = E_z t_p k_M(\lambda_p)$$

2. Spalet dublu încastrat $$R_p = \frac{E_z t_p}{\lambda_p(3+\lambda_p^2)} = E_z t_p k_S(\lambda_p)$$

unde $\lambda_p = \frac{H}{l_p}$ este factorul de formă al panoului (zveltețea panoului)

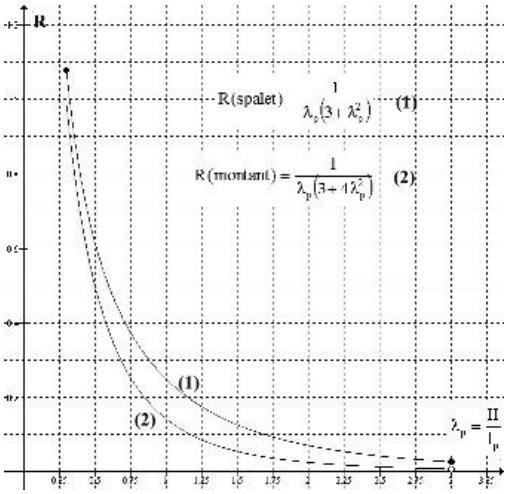


Figura C 8.28. Variaţia rigidităţii panourilor de zidărie dreptunghiulare în funcţie de proporţia lor

În cazul pereţilor compuşi din montanţi şi spaleţi, rigiditatea totală (echivalentă) este egală cu suma rigidităţilor panourilor componente

$$R_{tot} = \Sigma R_i$$

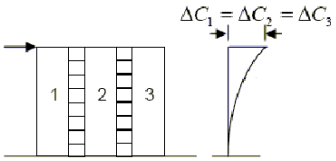


Figura C 8.29a Rigiditatea peretelui compus din mai mulţi montanţi

În cazul pereţilor a căror rigiditate scade pe verticală de la un etaj la altul (de exemplu ca urmare a creşterii dimensiunilor golurilor sau a reducerii grosimii zidurilor) se poate defini o rigiditate *echivalentă* cu relaţia

$$R_{echiv} = \frac{1}{\Sigma \Delta C_i} = \frac{1}{\Sigma \frac{1}{R_i}}$$

unde ΔC_i este deplasarea relativă a peretelui la nivelul "i" iar R_i este rigiditatea peretelui la acest nivel.

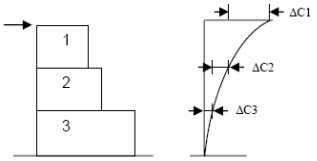


Figura C 8.29b Rigiditatea echivalentă a peretelui cu rigiditate variabilă pe înălţime

Pentru calculul rigidităţii, problema cea mai controversată este determinarea caracteristicilor de deformabilitate ale zidăriei ale căror valori sunt influenţate de numeroşi factori.

Astfel, modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei ($\mathbf{E_z}$) depinde, între altele, de: rezistenţa elementelor şi a mortarului / groutului, greutatea specifică a acestora, ponderea volumetrică a componentelor zidăriei şi materialul din care sunt făcute elementele (argilă arsă sau beton de diferite tipuri). De asemenea, modulul de elasticitate este influenţat de dimensiunile elementelor şi de tipul mortarului. Pentru a stabili influenţa fiecăruia dintre aceşti factori asupra valorii $\mathbf{E_z}$ este necesară o analiză foarte laborioasă, practic imposibil de realizat cu grad satisfăcător de încredere.

Ţinând însă seama că la execuţie poate fi întâlnită o variabilitate largă a materialelor, a manoperei şi a controlului asupra acestora, determinarea mai exactă a $\mathbf{E_z}$ nu este necesară şi trebuie considerată chiar ca nerealistă. Pentru aplicarea metodelor de calcul avansate (metode de calcul biografic -***pushover***-, de exemplu) cunoaşterea cât mai exactă a modulului $\mathbf{E_z}$ prezintă însă un interes major.

Atragem atenţia şi asupra faptului că definirea modulului de elasticitate longitudinal, la compresiune, al zidăriei este dată în mod diferit de reglementările tehnice. Din acest motiv, pentru compararea valorilor $\mathbf{E_z}$, este necesară cunoaşterea exactă a modului de definire a acestuia.

În marea majoritate a reglementărilor tehnice, modulul longitudinal de elasticitate al zidăriei se defineşte ca ***modul secant***. Ceea ce diferă, de la caz la caz, este poziţia pe curba $\boldsymbol{\sigma}$-$\boldsymbol{\varepsilon}$ a punctelor de referinţă.

- În norma americană [ACI/ASCE/TMS Masonry Code, 2008] şi în ***Nordtest method*** (Finlanda) modulul $\mathbf{E_z}$ este definit între valorile $\mathbf{0.05f_k \div 0.33\ f_k}$ unde $\mathbf{f_k}$ este rezistenţa caracteristică a zidăriei.
- Norma italiană [Italia *DM. 20.11.1987*] prevede că $\mathbf{E_z}$ se determină ca ***modul secant*** între eforturile unitare $\mathbf{0.1f_k \div 0.4f_k}$.
- În **SR EN 1996-1** s-a adoptat valoarea $\mathbf{E_z = 1000\ f_k}$, măsurată între eforturile unitare $\boldsymbol{\sigma = 0 \div 0.3\ f_k}$ şi deformaţiile specifice corespunzătoare.
- Valoarea $\mathbf{E_z = 1000 f_k}$ a fost adoptată şi în **CR6** pentru calculul caracteristicilor dinamice ale structurilor şi este fi folosită şi în **P100-1.** În plus, în **CR6**, conform practicii curente din România, s-a prevăzut pentru zidăria cu elemente din BCA şi valoarea $\mathbf{E_z = 800 f_k}$ pentru calculul deformaţiilor la **SLU** (valoarea se foloseşte şi pentru calculul forţei tăietoare capabile în cazul panourilor de zidărie de umplutură solicitate de forţa seismică, în conformitate cu **P100-1**).

Nici pentru stabilirea modulului de elasticitate transversal al zidăriei ($\mathbf{G_z}$) nu există o metodă unitară.

Cele mai multe reglementări tehnice, inclusiv standardul **SR EN 1996-1**, prevăd folosirea relaţiei

$G_z = 0.4E_z$

care a fost preluată şi în Codul **CR6.**

Diferenţele între valorile G_z din diferitele norme se datorează, în mare măsură şi deosebirilor între metodologiile de determinare a acestei valori.

Astfel, valoarea modulului de elasticitate transversal (G_z) poate fi determinată pe probe de zidărie de dimensiuni reduse, fie prin încercare la forfecare sub efort de compresiune (reglementată în Europa - **SR EN 1052-1**), fie prin încercare la compresiune pe diagonală, statică sau ciclică (reglementată în USA - **ASTM C 1391** [ASTM C1391 *Standard test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA]).

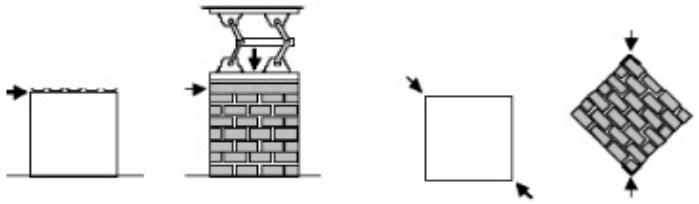


Figura C 8.30 Determinarea modulului de elasticitate transversal al zidăriei

Încercările efectuate conform **SR EN 1052-1** [Bosiljkov,V., Zarnic, R., Bokan-Bosiljkov,V. *Strength and deformation properties of the URM brick wallettes under compresion*] au confirmat relaţia $G_z = 0.4E_z$ pentru cazul pereţilor la care forţa axială este semnificativă. Folosirea metodei **ASTM** furnizează valori apropiate de cele date de relaţia $G_z = 0.4E_z$ în cazul zidăriilor cu elemente de argilă arsă sau beton realizate cu toate tipurile de mortare (cea mai bună concordanţă se obţine în cazul mortarelor rigide). Încercarea la compresiune diagonală nu este însă recomandată în cazul zidăriei armate.

Datorită împrăştierii mari a valorilor modulului de elasticitate al zidăriei, unii autori [Drysdale,R.G., Hamid, A.A., Baker, L.R. *Masonry Structures. Behavior and Design* Printice Hall, 2009], recomandă ca un calcul mai exact să fie făcut cu cel puţin două valori ale modulului de elasticitate pentru a se verifica eventualele sporuri de eforturi în diferite elemente structurale.

Notă. Încercarea pereţilor cu dimensiuni apropiate de cele întâlnite curent în construcţii este rar folosită, în principal, din considerente de cost.

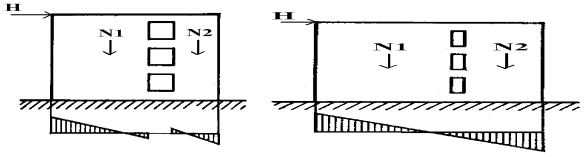
- **C8.4.1.(5)** În concepţia **CR6** şi a acestui Cod sunt consideraţi *pereţi izolaţi* pereţii de zidărie (montanţii) care sunt legaţi între ei, la nivelul planşeelor, numai prin placă sau prin centuri cu rigiditate nesemnificativă la încovoiere (de exemplu, centurile cu dimensiunile minime prevăzute în **CR6**). Rezistenţa acestor pereţi la forţa seismică într-o secţiune oarecare este asigurată de momentul încovoietor capabil al secţiunii în prezenţa forţei axiale corespunzătoare. În acest caz deformaţiile inelastice se dezvoltă numai la baza montanţilor.

Dacă legătura între montanţi se realizează cu elemente din beton armat cu rigiditate semnificativă la încovoiere şi forfecare între montanţi se crează o cuplare materializată prin reducerea momentelor încovoietoare şi modificarea forţelor axiale în montanţi. Efectul cuplării se poate cuantifica prin raportul între suma momentelor încovoietoare preluate de montanţi (M_i) şi momentul încovoietor (M) total aferente peretelui.

În cazul unui perete cu un şir de goluri coeficientul de cuplare se poate defini cu relaţia

$$C_c = 1 - \frac{M_1 + M_2}{M}$$

Valorile mici ale coeficientului C_c indică o cuplare ***slabă***.



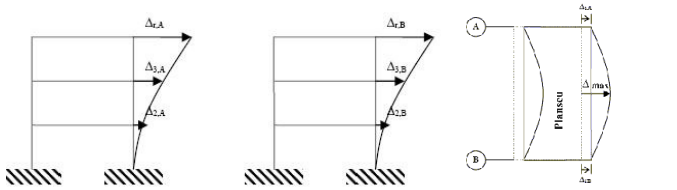
(1) (2)

Figura C 8.31 Efectul riglelor de cuplare

În cazul peretelui 1 rigiditatea riglelor de cuplare este slabă în raport cu cea a montanţilor şi momentul capabil al peretelui (M) este apropiat de suma momentelor celor doi montanţi, M_1 şi M_2 (cuplare *slabă* $C_c \Rightarrow 0$). Rigle de cuplare ale peretelui 2 sunt scurte şi au rigiditate importantă şi momentul capabil al peretelui este apropiat de cel al peretelui plin (cuplare *puternică* $C_c \Rightarrow 1$).

În condiţiile în care, prin măsuri specifice de dimensionare/armare, dezvoltarea deformaţiilor inelastice în elementele de cuplare se produce înainte ca montanţii să atingă limita domeniului elastic, sistemul structural cu pereţi cuplaţi permite disiparea energiei seismice la fiecare nivel înainte de dezvoltarea deformaţiilor inelastice în secţiunile de la bazele montanţilor.

C8.4.1.(9) Pentru calculul seismic, planşeele clădirilor din zidărie se identifică din punct de vedere al rigidităţii în plan orizontal conform Codului **CR6**,



Cadrul ax A Cadrul ax B Deplasarea totală

.**Figura C 8.32** Deformaţiile planşeului în plan orizontal

În [Jain, S.K. *A Proposed Draft for IS 1893. Provisions on Seismic Design of Buildings:Part II: Commentary and Examples* Journal of Structural Engineering, vol.22 , No.2 July 1995] se afirmă că este necesar să se ţină seama de flexibilitatea planşeului în plan orizontal dacă există relaţia

$$\Delta_2 \geq 1.5 \frac{\Delta_1 + \Delta_3}{2}$$

cu notaţiile din figura C 8.32.

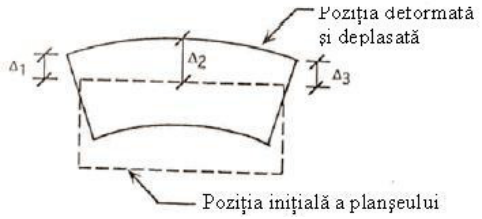


Figura C 8.33 Notaţii pentru verificarea condiţiei de rigiditate a planşeului în plan orizontal

C8.4.1.1.(11) Prevederea are ca scop eliminarea alcătuirilor structurale de ansamblu care pot da naştere unor efecte nefavorabile datorită introducerii unor planşee/legături la niveluri intermediare.

În principal, aceste efecte constau în:

- răsucirea de ansamblu datorită rigidităţilor diferite ale subansamblurilor structurale din cele două zone ale clădirii;
- producerea unor eforturi importante în planşeul acoperişului comun.

Proiectantul poate alege una din cele două variante propuse pe baza condiţiilor particulare ale fiecărei construcţii.

C8.4.2. Modele şi metode de calcul pentru stabilirea forţelor seismice de proiectare

C8.4.2.(1) Satisfacerea cerinţei fundamentale de *limitare a degradărilor* pentru efectele acţiunii seismice şi ale altor acţiuni incluse în situaţia seismică de proiectare se realizează în principal prin limitarea deplasărilor relative de nivel. În cele ce urmează sunt prezentate unele valori limită propuse de diferiţi cercetători sau stabilite în reglementările tehnice ale unor ţări pentru clădirle din zidarie confinată

$\Rightarrow$ Prevederi ale reglementării din Mexic DF

Sunt prevăzute următoarele limitări:

- Pereţi portanţi din zidărie confinată cu elemente pline, cu armare orizontală sau plasă $\Rightarrow 5‰$
- Pereţi portanţi din zidărie confinată cu elemente pline, zidărie confinată cu elemente cu goluri, cu armare orizontală sau cu plase $\Rightarrow 4‰$
- Pereţi portanţi din zidărie care nu corespund cerinţelor pentru zidărie confinată $\Rightarrow 1.5‰$

Propuneri mai detaliate de criterii de performanţă seismică pentru clădiri din ZC cu elemente pline din argilă arsă sunt date în lucrarea [Alcocer,S.M.,Arias,J.G/, Flores ,L.E. *Some Developments on Performance –based Seismic Design of Masonry Structures*]

Starea limită	Criteriul de performanţă		Deschiderea fisurii finale	Driftul de etaj (‰)
	Zidărie	Stâlpişori		
De exploatare	Iniţierea fisurării înclinate a zidăriei (rezistenţa de fisurare)	-------	0.1 mm	1.5
De reparabilitate	Fisurarea diagonală complet dezvoltată pe suprafaţa peretelui; începerea zdrobirii zidăriei	Fisuri fine (fir de păr) în stâlpişori;	2.0 mm	2.5
De siguranţă	Rezistenţa la forfecare a peretelui. Fisurile înclinate din zidărie pătrund în extremităţile stâlpişorilor	Curgerea armăturii din stâlpişori din forţa tăietoare. Iniţierea zdrobirii betonului din stâlpişori	5.0 mm	4.0

Se menţionează că valorile driftului date mai sus sunt orientative şi depind, între altele de tipul elementelor pentru zidărie şi raportul între capacitatea de rezistenţă la încovoiere şi cea la forfecare.

C8.4.2.(4) Pentru detalierea calculului acestor forţe a se vedea *Comentarii* la Cap.10.

C8.4.2.1. Calculul cu forţe seismice statice echivalente

C8.4.2.1.(4) Relaţia (8.7) din acest Cod ţine seama de faptul că pentru clădirile curente din zidărie, perioada proprie a modului fundamental de vibraţie calculată cu relaţia **(B.3)** din Anexa B la acest Cod rezultă $T_1 < 0.7$s. deci se atinge, pentru toate clădirile, valoarea $\beta_0 = 2.50$.

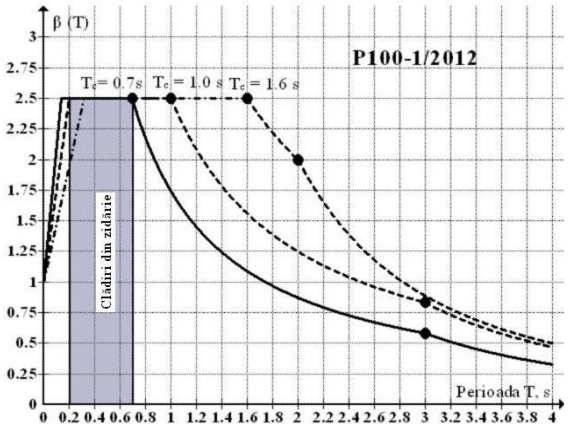


Figura C 8.34. Valorile spectrului elastic pentru clădiri cu pereţi structurali din zidărie

Se acceptă că perioada modului de vibraţie fundamental (T_1) poate fi estimată suficient de exact cu formulele simplificate propuse de standardul **SR EN 1998-1:**

i. $T_1 = C_t H^{0.75}$

unde

C_t = 0.05 pentru clădirile cu structurile cu pereţi din zidărie;

H este înălţimea clădirii de la fundaţie sau de la partea superioară a subsolului rigid, în m.

În cazul clădirilor curente din zidărie cu 1÷5 niveluri având înălţimea de nivel h_{et} = 3.0 ± 0.20 m valorile T_1 pot fi determinate din figura C 8.45.

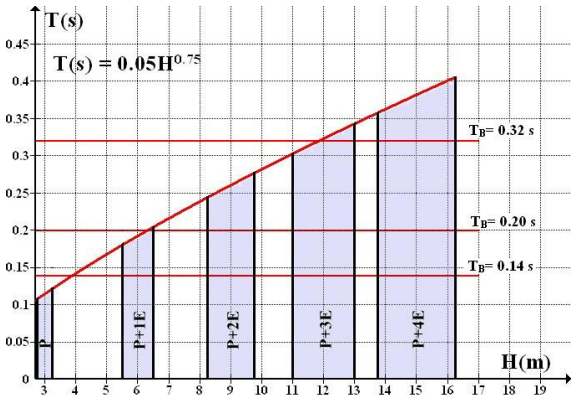


Figura C 8.35 Graficul pentru calculul perioadei proprii T_1 a clădirilor din zidărie

ii. Ca o alternativă mai exactă la relaţia de la "i" pentru structurile cu pereţi de zidărie valoarea coeficientului C_t se poate calcula cu relaţia:

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}}$$

în care

- A_c este aria totală efectivă a pereţilor structurali la primul nivel al clădirii, în m^2 calculată cu relaţia

$$A_c = \sum \left[A_i \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right) \right)^2 \right]$$

şi

- A_i este aria transversală efectivă a peretelui structural "i" pe direcţia considerată la primul nivel al clădirii, în m^2;
- l_{wi} este lungimea peretelui structural "i" la primul nivel, pe direcţia paralelă cu forţa aplicată, în m, cu limitarea $l_{wi} / H \leq 0{,}9$.

Referitor la masa totală supusă acţiunii seismice, facem precizarea că în cazul clădirilor din zidărie valoarea acesteia este compusă, în ponderi diferite din masa elementelor verticale şi din masa aferentă planşeelor.

În cazul clădirilor cu pereţi structurali din zidărie, masa proprie a elementelor structurale verticale reprezintă o parte importantă a masei totale a clădirii, care depinde de:

- densitatea pereţilor structurali;
- înălţimea de nivel;
- greutatea specifică a zidăriei

Raportul maselor celor două subansambluri componente depinde de alcătuirea construcţiei între următoarele limite:

- în cazul clădirilor cu pereţi din elemente ceramice pline şi planşee din lemn masa zidăriei pe nivel este superioară masei planşeului
- în cazul zidăriilor cu elemente din BCA şi planşee din beton, masa planşeului este superioară masei zidăriei

Această particularitate a clădirilor din zidărie face ca modelul dinamic clasic, cu mase concentrate la nivelul planşeelor şi cu elemente verticale lipsite de masă proprie, să reprezinte, în unele cazuri, numai o aproximare relativ grosieră a comportării dinamice reale a clădirii.

O modelare mai realistă a maselor de nivel supuse acţiunii seismice în cazul clădirilor cu $2 \div 3$ niveluri este dată în figura C 8.36.

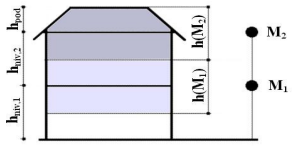


Figura C 8.36 Modelarea maselor la clădiri din zidărie cu puţine niveluri (variantă)

Masa $\mathbf{M_1}$ este constituită din câte 1/2 din masa structurii verticale a nivelurilor 1 şi 2 la care se adaugă masa planşeului peste nivelul 1 (care include şi fracţiunea din încărcările utile)

Masa structurii verticale pe 1/2 din înălţimea primului nivel (cu $\mathbf{h_{niv,1}}$) se neglijează fiind considerată solidară cu fundaţia rigidă a clădirii.

În cazul clădirilor cu mai multe niveluri, masa nivelurilor intermediare se determină în mod analog.

Masa $\mathbf{M_2}$ este constituită din 1/2 din masa structurii verticale a ultimului nivel şi masa şarpantei şi a învelitorii la care se adaugă masa planşeului peste ultimul nivel. Această schemă poate fi acceptată deoarece structura şarpantei este, de regulă, suficient de rigidă pentru ca deformaţiile proprii ale acesteia să fie neglijate.

De asemenea pentru a se ţine seama de distribuţia reală a masei în clădire, în cazul clădirilor din zidărie cu un singur nivel şi acoperiş uşor (din lemn sau din oţel), sau în cazul clădirilor cu pereţi deosebit de groşi (cum este cazul unor clădiri monumentale sau biserici), schema structurală se poate stabili folosind expresia cunoscută a masei echivalente care conduce la aceiaşi valoare a perioadei proprii de oscilaţie a consolei

$$M = 0.25 m_{zid} h_{zid} + M_{acop}$$

În formula de mai sus m_{zid} este masa structurii verticale pe 1 metru liniar în elevaţie.

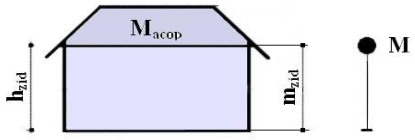


Figura C 8.37 Modelarea masei în cazul clădirilor din zidărie cu un singur nivel

În cazul planşeelor flexibile în planul lor, acestea se includ în modelul structural, cu valorile corespunzătoare ale rigidităţii şi grade suplimentare de libertate dinamică,

rezultate din oscilaţia planşeelor în plan orizontal. În acest caz, deoarece nu se realizează legături indeformabile între pereţii structurali, masa planşeului aferentă fiecărui perete şi greutatea proprie a acestuia vor fi concentrate, la fiecare nivel, în punctele de intersecţie ale peretelui cu planşeele.

C8.5. Principii şi reguli generale de alcătuire specifice construcţiilor cu pereţi structurali din zidărie

C8.5.1. Condiţii generale

C8.5.1.(2) Prevederile generale şi detaliile de alcătuire date în Codul CR6 şi în acest capitol asigură realizarea unui ansamblu structural cu rigiditate spaţială (cutie rigidă) capabil să preia în acelaşi timp, încărcările verticale, permanente şi utile, precum şi solicitările seismice indiferent de direcţia de acţiune a acestora.

Ca urmare, solicitările dominante în pereţii structurali, datorate cutremurului, sunt următoarele:

- pereţii paraleli cu direcţia forţei seismice de proiectare: eforturi secţionale şi deformaţii în planul peretelui;
- pereţii perpendiculari pe direcţia forţei seismice de proiectare: eforturi secţionale şi deformaţii perpendiculare pe planul peretelui şi, eventual, eforturi secţionale şi deformaţii în planul peretelui rezultate din răsucirea generală a clădirii.

Absenţa sau rezistenţa insuficientă a legăturilor între pereţii structurali de pe cele două direcţii reprezintă o carenţă structurală importantă:

- capacitatea de rezistenţă a structurii este diminuată deoarece lipseşte aportul "tălpilor" pereţilor compuşi (**L,T,I**)**;**
- sporeşte riscul de pierdere a stabilităţii/avariere gravă a pereţilor datorită acţiunii seismice perpendiculare pe planul lor deoarece lipsesc legăturile verticale de la extremităţi.

C8.5.2. Proiectarea suprastructurii

C8.5.2.1. Pereţi structurali

C8.5.2.1.1. Condiţii generale

C8.5.2.1.1.(1) Sunt consideraţi *pereţi structurali* toţi pereţii de zidărie care îndeplinesc simultan următoarele condiţii:

- au dimensiunile minime (lungimea şi grosimea) date în **CR6;**
- au continuitate până la fundaţii;
- sunt executaţi din materialele menţionate în **CR6** şi la **8.2** din acest Cod.

- În cazul în care dispunerea golurilor în perete este neregulată pe înălţime (diferă de la etaj la etaj), pentru stabilirea modelului de calcul este necesară identificarea panourilor cu continuitate pe verticală şi care au cel puţin dimensiunile minime stabilite de Codul CR6 (panouri active).

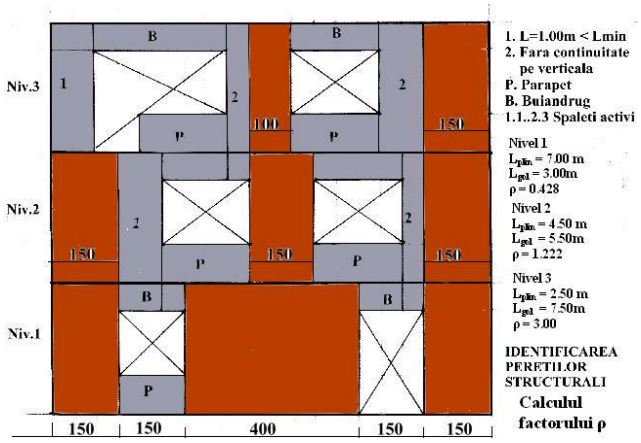


Figura C 8.38 Identificare pereţilor structurali (arii active)

(zonele poşate gri nu participă la preluarea forţelor seismice)

C8.5.2.1.1.(2) Termenul "*pereţi nestructurali*" are semnificaţia dată în Codul **CR6**. Aceşti pereţi, care nu fac parte din ansamblul spaţial al pereţilor care alcătuiesc *structura principală* (structura care asigură rezistenţa mecanică şi stabilitatea întregii clădiri) trebuie să satisfacă cerinţa esenţială de ***rezistenţă mecanică şi stabilitate*** definită în legea nr.10/1995 sub efectele încărcărilor aferente specificate în Codul CR6.

Forţa seismică de proiectare perpendiculară pe plan se determină conform prevederilor din acest Cod, Capitolul 10. Calculul rezistenţei pereţilor nestructurali la acţiunea seismică perpendiculară pe plan se face cu procedeul general stabilit în Codul CR6.

C8.5.2.1.2. Arii de zidărie şi cerinţe privind geometria pereţilor

C8.5.2.1.2.(1) În toate cazurile, valorile necesare ale ariilor de zidărie pe ambele direcţii principale ale construcţiei se determină prin calcul dar nu pot fi mai mici decât cele care realizează densitatea minimă constructivă a pereţilor (p%) dată în tabelele 8.2÷8.4, în funcţie de acceleraţia seismică de proiectare. În cazul clădirilor cu regularitate în plan şi în elevaţie valorile minime din tabelele 8.2÷8.4 asigură, de regulă, satisfacerea cerinţei de rezistenţă. În cazul clădirilor fără regularitate valorile din tabele trebuie considerate ca date de referinţă pentru proiectarea preliminară.

Prevederea în proiecte a ariilor de zidărie care asigură densitatea minimă constructivă (p%) pe fiecare direcţie principală nu elimină obligaţia proiectantului de a verifica prin calcul satisfacerea cerinţei de rezistenţă la acţiunea forţelor seismice de proiectare.

C8.5.2.1.2.(3) Limitarea raportului "gol/plin" are ca scop evitarea slăbirii exagerate a pereţilor structurali prin goluri de uşi şi ferestre. Valorile rapoartelor gol/plin sunt corelate cu valorile medii ale eforturilor unitare de forfecare care se pot dezvolta în pereţii clădirilor în funcţie de numărul nivelurilor şi de zona seismică. Valorile mai mari admise pentru pereţii exteriori au în vedere şi necesitatea iluminării încăperilor şi posibilitatea de a se obţine imagini arhitecturale mai deosebite. Valorile din tabel se referă la clădirile cu regularitate în elevaţie (cu goluri suprapuse). În cazul în care condiţiile de regularitate nu sunt satisfăcute, valorile din tabelul 8.5 au numai caracter orientativ (pentru proiectarea preliminară) şi este recomandată efectuarea unui calcul static neliniar pentru a se verifica dacă nu există elemente susceptibile de cedare prematură.

C8.5.2.1.3. Secţiuni de zidărie slăbite prin goluri şi şliţuri.

C8.5.2.1.3.(1) Trimiterea la **CR6.** se referă la verificarea pereţilor în care golurile de uşi şi/sau ferestre sunt amplasate în poziţii decalate la etajele adiacente. Prin această dispunere, atunci când este permisă de proiectul de arhitectură se obţin anumite avantaje structurale (reducerea eforturilor şi sporirea rigidităţii). În cazul în care golurile decalate sunt dispuse neregulat pot rezulta, local, devieri bruşte ale traseului normal al încărcărilor gravitaţionale şi seismice şi concentrări de eforturi unitare de compresiune şi de forfecare cu valori mult mai mari decât media pe nivelul respectiv. Verificarea rezistenţei pereţilor se face pe o schemă de "grindă cu zăbrele" ca şi pentru pereţii din beton armat (a se vedea, de exemplu, **CR 2 -1-1.1**).

Trimiterea la **CR6.** se referă la verificarea secţiunilor slăbite de şliţuri verticale. Verificarea este obligatorie dacă adâncimea şliţului este mai mare decât limita prevăzută în **CR6** dar se recomandă şi în cazul în care această limită este respectată, mai ales pentru pereţii cu secţiune compusă (L,T, dublu T), cu tălpi dezvoltate aproape de valoarea maximă admisă de **CR6**, ai clădirilor situate în zonele seismice cu acceleraţii de proiectare mari (orientativ $a_g \geq 0.25g$).

C8.5.2.2. Planşee

C8.5.2.2.(2) Prevederea planşeelor rigide în plan orizontal are ca scop asigurarea conlucrării spaţiale a pereţilor de pe cele două direcţii principale şi a posibilităţii de redistribuire a eforturilor între pereţi în cazul în care capacitatea de rezistenţă a unora dintre aceştia este depăşită. Prevederea în proiecte a planşeelor rigide din beton armat monolit sau prefabricat (cu legături adecvate între piesele prefabricate şi între acestea şi pereţii structurali) constituie o regulă generală pentru clădirile din zidărie situate în zone seismice. Excepţiile prevăzute sunt permise numai pentru clădiri cu puţine niveluri, din clasele de importanţă inferioare şi care sunt amplasate în zone cu acceleraţie seismică de proiectare mică.

C8.5.2.2.(5) Rigiditatea şi rezistenţa planşeelor în plan orizontal pot fi afectate prin dispunerea în poziţii defavorabile a golurilor cu dimensiuni mari (a se vedea, de exemplu **CR6**)

În cazul în care astfel de situaţii nu pot fi evitate se recomandă, efectuarea unui calcul spaţial care să ia în considerare rigiditatea efectivă, în plan orizontal, a planşeelor din zonele cu goluri mari.

C8.5.3. Proiectarea infrastructurii

C8.5.3.(3) Prevederea are ca scop asigurarea extinderii principiului ierarhizării capacităţilor de rezistenţă până la nivelul terenului de fundare evitând astfel cedări ale infrastructurii în cazul cutremurelor severe cu consecinţe care nu pot fi apreciate cu suficientă exactitate

C8.5.3.1. Fundaţiile pereţilor structurali

C8.5.3.1.(1),(2) Prevederea de la (1) urmăreşte asigurarea unui traseu direct al încărcărilor verticale şi orizontale către terenul de fundare, condiţie de regularitate recomandată pentru asigurarea unui răspuns seismic favorabil. Excepţia permisă la (2) se bazează pe faptul că, în unele situaţii, fundaţiile de tip "talpă continuă" pot căpăta dimensiuni care depăşesc cu mult lăţimea necesară şi devin scumpe, ca urmare a unor condiţii constructive (generate, de exemplu, de lăţimea minimă a săpăturilor în şanţuri). Această situaţie se întâlneşte în special la clădirile cu 1÷2 niveluri aşezate pe terenuri

normale de fundare pentru care presiunea pe talpa fundaţiilor continue (cu lăţimi care depăşesc cu 5÷10 cm grosimile zidurilor) este, în general, sub ⅔ ÷ ¾ din presiunea convenţională. Datorită înălţimii reduse a clădirilor şi intensităţii reduse a încărcărilor seismice pentru care este acceptată soluţia propusă, eforturile din grinzile care susţin pereţii structurali din elevaţie pot fi menţinute, fără dificultăţi constructive, în domeniul elastic de comportare.

C8.5.3.2. Socluri

C8.5.3.2.(1),(2) Folosirea betonului armat este recomandabilă pentru a preveni eventualele ruperi fragile ale soclurilor sub efectul eforturilor secţionale generate de acţiunea seismică la baza pereţilor (cu eforturile secţionale *elastice,* calculate cu factorul de comportare q = 1). Excepţia de la (2) are în vedere cazurile în care, în condiţiile menţionate mai sus, eforturile secţionale din socluri au valori care pot fi preluate de betonul simplu (în condiţiile de dimensionare din **STAS 10107/0-90**). Se recomandă ca proiectantul să examineze în acelaşi timp şi oportunitatea dispunerii unor armături minimale pentru prevenirea efectelor contracţiei betonului (în aceste condiţii clasa betonului va fi stabilită pentru a asigura protecţia armăturilor).

C8.5.3.3. Pereţi de subsol

Măsurile constructive au ca obiect realizarea la nivelul subsolului a unui subansamblu cu rezistenţă şi rigiditate spaţială superioare celor ale suprastructurii, capabil să asigure transmiterea eforturilor către terenul de fundare fără depăşirea domeniului de comportare elastică a materialelor şi a terenului de fundare.

C8.5.3.3.(2) Excepţia de la (2) are în vedere cazurile în care, în condiţiile menţionate mai sus, eforturile secţionale din pereţii de subsol au valori care pot fi preluate de betonul simplu (în condiţiile de dimensionare din **STAS 10107/0-90**). Proiectantul va examina în acelaşi timp şi oportunitatea dispunerii unor armături minimale pentru prevenirea efectelor contracţiei betonului (în aceste condiţii clasa betonului va fi stabilită pentru a asigura protecţia armăturilor).

C8.5.3.3.(4) A se vedea şi **C8.5.3.3**. Pentru calculul pereţilor cu zone slăbite se va ţine seama de prevederile de la 8.5.3 (3).

C8.5.4. Reguli de proiectare specifice pentru construcţii cu pereţi structurali din zidărie

C8.5.4.1. Reguli de proiectare specifice pentru construcţii cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA)

Referitor la aceste prevederi se fac următoarele precizări:
(1) Sistemul de centuri participă la asigurarea caracterului spaţial al structurii prin legăturile între pereţii structurali de pe cele două direcţii şi între pereţi şi planşee. În cazul planşeelor din grinzi de lemn/profile metalice elementele de rezistenţă trebuie să fie legate eficient de centuri (prin înglobare pe cel puţin ⅔ din lăţimea centurii sau prin ancorare în centură, dar fără întreruperea armăturii din centuri). Pentru a se realiza o transmitere cât mai uniformă a încărcărilor verticale centurile se execută pe toată lăţimea peretelui (cu o eventuală reducere pentru aplicarea protecţiei termice la pereţii de faţadă).
Centurile contribuie şi la limitarea propagării fisurilor înclinate de la un nivel la altul. Aportul armăturilor din centuri nu este luat considerare la calculul rezistenţei la forţă tăietoare pentru clădirile din **ZNA**.

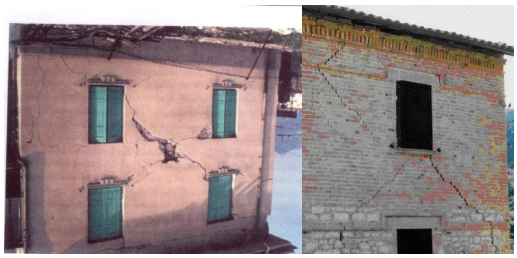


Figura C 8.39 Propagarea fisurilor la clădiri din zidărie nearmată fără centuri

Peste golurile de uşi şi de ferestre se prevăd, în mod obligatoriu, buiandrugi din beton armat, care pot fi legaţi cu centura de la nivelul planşeului, dacă înălţimea totală nu depăşeşte 60-70 cm, sau pot fi independenţi pentru înălţimi mai mari.

În cazul în care buiandrugul este legat cu centura de la planşeu, armarea acesteia va fi continuă (înglobată la partea superioară a buiandrugului) iar la partea inferioară va fi dispusă o armătură egală cu maximum 0.1% din întrega secţiune. Această prevedere este acoperitoare, deoarece limitează/elimină efectul favorabil de reducere a momentului încovoietor în montanţi datorită cuplării.

În cazul în care buiandrugul este separat de centură, armarea acestuia se va face numai pentru încărcările verticale aferente, cu procentul minim din reglementările în vigoare pentru ***elemente care nu participă la preluarea forţei seismice***.

Deoarece în cazul zidăriilor nearmate (fără stâlpişori la colţuri) legătura între zidurile perpendiculare se asigură numai prin ţesere, pentru zonele cu $a_g \geq 0.15g$ s-a prevăzut, ca o măsură de asigurare suplimentară, montarea în rosturi a unor armături de legătură.

C8.5.4.2. Reguli de proiectare specifice pentru construcţii cu pereţi structurali din zidărie confinată (ZC)

Eficienţa tuturor categoriilor de armături din zidărie (în elementele de confinare, în rosturile orizontale şi în stratul median al zidăriei cu inimă armată) depinde de modul în care se realizează ancorarea şi înnădirea acestora. În Codul **CR6** s-au prevăzut toate detaliile de armare conform reglementărilor în vigoare pentru beton armat.

C8.5.4.2.1. Prevederi referitoare la stâlpişori

C8.5.4.2.1.(1) Prevederile referitoare la dispunerea în plan a stâlpişorilor sunt detaliate în figura C 8.40..

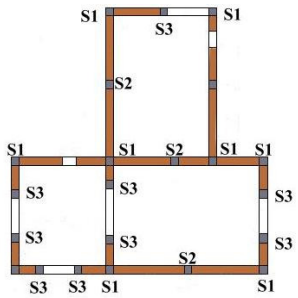


Figura C 8.40 Amplasarea stâlpişorilor la clădiri din zidărie confinată conform CR6

S1- la colţuri şi intersecţii; S2 - intermediari, când distanţele între S1 depăşesc 4.0 m la clădiri în sistem celular şi 5.0 m la clădiri în sistem fagure S3- lângă goluri

C8.5.4.2.1.(5) Standardul **SR EN 1998-1** stabileşte pentru toate elementele de confinare procentul minim de armare longitudinală de 1% şi condiţia ca aria armăturii longitudinale să fie ≥ 300 mm^2.
Oricum, pentru dimensiunea minimă a stâlpişorilor (25x25), cu procentul minim de 0.8%, rezultă A_a = 5.0 cm^2. Deoarece 4Φ12 = 4.52 cm^2 < $A_{a,min}$ prevederea din Cod conduce la 4Φ14 = 6.16 cm^2 care corespunde practic procentului minim de 1%.
Pentru dimensiuni mai mari ale stâlpişorilor, procentul minim din **SR EN 1998-1** conduce la sporuri de armătură importante în raport cu practica curentă (acest aspect este important în special pentru stâlpişorii ale căror dimensiuni rezultă din condiţii constructive- de exemplu, din necesitatea de modulare conform **CR6**).

Prevederile referitoare la armarea transversală a stâlpişorilor date în **CR6** corespund cerinţelor din **SR EN 1998-1** şi practicii curente din România.

Prevederile referitoare la bordarea golurilor cu stâlpişori şi la sporirea constructivă a dimensiunilor stâlpişorilor (şi, implicit, a cantităţii de armătură din aceştia) conduc la creşterea semnificativă a momentului capabil al pereţilor şi, în consecinţă, la creşterea forţei tăietoare asociată acestui moment. Din acest motiv, de cele mai multe ori, pentru ca zidăria să poată prelua forţa tăietoare care rezultă este necesar să se prevadă în proiecte elemente pentru zidărie şi/sau mortare cu rezistenţe de aderenţă mai mari decât cele minime cerute de **CR6** şi/sau armarea zidăriei în rosturile orizontale.

C8.5.4.2.2. Prevederi referitoare la centuri

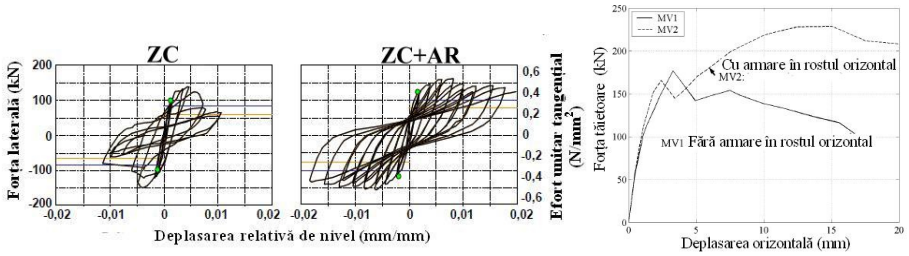
C8.5.4.2.2.(1) Prevederea centurilor intermediare la clădirile cu pereţi rari şi la clădirile tip "sală/hală" are ca scop sporirea rezistenţei peretelui la:

- ruperea în scară din forţa tăietoare (concentrarea unei cantităţi semnificative de armătură în această centură intermediară);
- acţiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui.

C8.5.4.2.2.(3) Prevederea are ca scop asigurarea funcţionării efective a sistemului de centuri din zidărie în vederea menţinerii integrităţii pereţilor din zidărie sub efectul simultan al încărcărilor seismice în planul pereţilor şi perpendicular pe acest plan. În particular, prin continuitatea centurii din traveea casei scării se asigură preluarea forţei de întindere din diafragma orizontală în acestă secţiune. În lipsa centurii braţul de pârghie al eforturilor din planşeu este mult redus (uneori la ½ din valoarea totală) ceea ce conduce, în special în cazul structurilor cu pereţi rari, la necesitatea unor armări puternice la limita interioară a casei scării.

C8.5.4.2.4. Prevederi referitoare la armarea zidăriei în rosturile orizontale

Introducerea armăturilor în rosturile orizontale ale zidăriei contribuie la sporirea rezistenţei peretelui confinat la forţa tăietoare şi a ductilităţii peretelui.



(a) solicitări statice (b) solicitări ciclice

Figura C 8.41 Efectul armăturii în rosturile orizontale
[San Bartolomé,A.,Quiun, D., Mayorca,P. *Proposal of a standard for seismic design of confined masonry buildings* Institute of Indutrial Science, University of Tokyo, Bulletin of ERS, No.37]

[Alcocer,S.M.,Arias,J.G/, Flores ,L.E. *Some Developments on Performance –based Seismic Design of Masonry Structures*]

Examinarea celor două diagrame din figura C 8.41 arată că în prima fază, în ambele probe testate , comportarea peretelui a fost liniară, până la producerea primei fisuri înclinate. Solicitările ulterioare, cu deplasări impuse mai mari, au condus la creşterea deschiderii fisurii principale în zona diagonalei comprimate ceea ce a făcut ca peretele să fie, practic, separat în două părţi cu formă triunghiulară. În acest stadiu rigiditatea peretelui este considerabil scăzută iar rezistenţa este asigurată prin frecare, prin încleştarea mecanică între elementele pentru zidărie şi prin rezistenţa la forfecare a stâlpişorilor din beton armat. În continuare rezistenţă la forţă tăietoare a peretelui de zidărie confinată scade sever ca urmare a degradării elementelor (zdrobire locală) şi forfecării secţiunilor de la capetele stâlpişorilor. În cazul pereţilor cu armături profilate, cu rezistenţă ridicată, dispuse în rosturile de aşezare se constată o comportare mai bună în cea ce priveşte rezistenţa, disiparea energiei şi capacitatea de deformaţie. În acest caz, încercările au arătat că fisurarea zidăriei este mai uniform distribuită iar fisurile sunt mai fine ceea ce sugerează existenţa unei zone comprimate cu lăţime mai mare care este echilibrată de eforturile de întindere din armăturile orizontale.

Aşa cum rezultă din tabelul 8.4., factorul de comportare q pentru zidăria confinată şi armată în rosturile orizontale este mai mare cu 20% decât cel pentru zidăria fără armături în rosturile orizontale.

În condiţiile producerii fisurilor înclinate, barele de oţel intersectate de fisuri se opun depărtării celor două feţe ale fisurii şi capătă deformaţii longitudinale. Eforturile care se dezvoltă în armături cresc pe măsura creşterii deformaţiilor, dar numai atât timp cât acestea rămân în domeniul elastic (pentru oţelurile fără consolidare - de tip OB37 şi PC52). Forţa corespunzătoare reprezintă o parte din capacitatea totală de rezistenţă a peretelui.

Numeroase încercări efectuate, atât pe elemente pline cât şi pe elemente cu perforaţii dispuse vertical, au arătat că, pentru pereţii solicitaţi la forţă tăietoare în planul lor, prezenţa armăturilor reduce procesul de degradare a rezistenţei după atingerea valorii maxime şi în acelaşi timp reduce şi uniformizează fisurarea peretelui. Aceste efecte depind de cantitatea de armătură dispusă în rosturi şi de condiţiile de ancorare la capetele barelor. Unele încercări au arătat eficienţa armăturilor din rosturile orizontale chiar pentru procente mici ($\cong 0.05\%$), concretizată prin creşterea raportului dintre forţa tăietoare maximă şi forţa tăietoare corespunzătoare fisurării.

Pentru a se reduce riscul de rupere a zidăriei din efortul principal de compresiune (rezultat din suprapunerea efortului normal din compresiunea axială cu cel tangenţial din forţa tăietoare) cantitatea de armătură longitudinală din rosturi trebuie limitată.

- Astfel, în cazul zidăriilor cu elemente cu perforaţii verticale, în [Alcocer,S.M. and Zepeda, J.A. *Behavior of multi-perforated clay brick walls under earthquake-type loading*. Proc. of the 8th North American Masonry Conference, Austin, Texas, 1998] se recomandă ca procentul maxim al armăturilor orizontale să fie limitat în funcţie de rezistenţa la compresiune a zidăriei (f_k) şi de rezistenţa oţelului (f_y) la valoarea

$$p_{h,max} \le 0.15 \frac{f_k}{f_y}$$

În cazul zidăriilor confinate, efectul armăturii din rosturi este îmbunătăţit dacă barele sunt ancorate în stâlpişorii de margine.

Eficienţa armăturii din rosturile orizontale depinde în mare măsură de calitatea zidăriei, în special de calitatea mortarului, deoarece, în timpul solicitării seismice alternante, aderenţa între armătură şi mortar se poate deteriora. În această situaţie eforturile în oţel rămân limitate, fără a se atinge curgerea, şi, în consecinţă, nu se mai produce, pe această cale, disiparea energiei seismice.

C8.5.4.3 Reguli de proiectare specifice pentru construcţii cu pereţi din zidărie cu inimă armată (ZIA).

C8.5.4.3.(4) Prevederea ţine seama de faptul că, datorită modului de fabricare a oţelului (prin ecruisare), capacitatea de deformare post elastică a oţelului din plasele sudate (tip sârmă trasă la rece) este mult mai mică decât cea a oţelurilor din categoria de rezistenţă I (tip OB 37) şi din categoria de rezistenţă II (tip PC 52)..

Din acest motiv utilizarea plaselor nu este permisă la primul nivel unde, sub efectul acţiunii seismice corespunzătoare acceleraţiei de proiectare, este dirijată, prin concepţie, dezvoltarea deformaţiilor postelastice. Pentru celelalte niveluri, dimensionarea barelor din plasă trebuie să se facă astfel încât oţelul să rămână în domeniul elastic de comportare pentru forţa tăietoare asociată momentului capabil al peretelui (calculat cu suprarezistenţa armăturilor dacă la extremităţile peretelui există stâlpişori armaţi vertical cu oţel din categoriile de rezistenţă I sau II).

C8.6. Verificarea siguranţei

C8.6.1. Cerinţa de rezistenţă în raport cu starea limită ultimă (ULS)

C8.6.1.1. Cerinţa de rezistenţă pentru efectele cutremurului în planul peretelui

Formarea mecanismului de disipare a energiei seismice prin localizarea zonelor plastic potenţiale la baza montanţilor, conform **CR6**, este favorizată de faptul că pentru cazul clădirilor regulate se poate demonstra că valoarea raportului dintre momentul capabil într-o secţiune la cota z şi momentul capabil în secţiunea de încastrare este superioară valorii raportului între momentul de răsturnare în secţiunea respectivă şi momentul de răsturnare la bază

$$\frac{M_{cap}(z)}{M_{cap}(z=0)} > \frac{M_r(z)}{M_r(z=0)}$$

Existenţa acestei relaţii reprezintă o premiză de realizare a cerinţei de dirijare a zonelor de dezvoltare a deformaţiilor inelastice în secţiunea de la bază. Gradul de acoperire a diagramei de momente de răsturnare depinde de valoarea raportului între efortul unitar de compresiune din încărcările verticale (σ_0) şi efortul unitar de proiectare la compresiune (f_d) şi este mai mare în cazul clădirilor cu $n_{niv} \geq 3$

C8.6.1.1.(1) Ruperea unui panou de zidărie sub efectul combinat al încărcărilor verticale şi orizontale se poate produce sub una din următoarele forme:

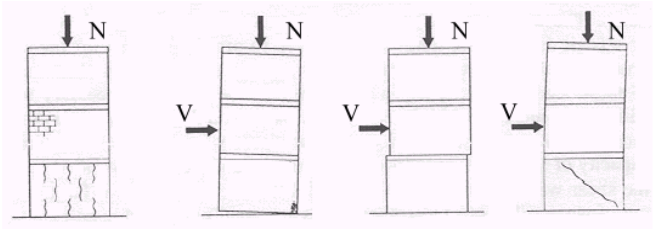


Figura C 8.42 Scheme de rupere a panourilor de zidărie din compresiune şi forţă tăietoare

(a) V=0 Rupere din compresiune centrică
(b) Rupere din compresiune excentrică (desprindere în rost şi/sau zdrobirea zidăriei comprimate)
(c) Rupere din forţă tăietoare (lunecare în rost orizontal)
(d) Rupere din forţă tăietoare (în scară, numai prin rosturi/ prin rosturi şi elemente)

Schemele din figura C 8.42 - cu aceleaşi notaţii- se regăsesc în imaginile din fig. C8-43.

(b) (c) (d)

Figura C 8.43 Ruperea panourilor de zidărie - exemple

C8.6.1.1.(9) Condiţia se referă la pereţii structurali pentru care momentul capabil este mai mare decât momentul încovoietor care revine peretelui în ipoteza comportării elastice a structurii la acţiunea cutremurului de proiectare. Este cazul, des întâlnit, al unor pereţi din clădiri cu puţine niveluri, situate în zone seismice cu valori a_g mici, care, din considerente arhitecturale/funcţionale, au lungimi mari (de exemplu, pereţi de calcan, la limita de proprietate, sau pereţi care separă apartamentele în cazul locuinţelor cuplate). În acest caz, rezistenţa de proiectare la forţă tăietoare nu trebuie să fie mai mare decât valoarea forţei tăietoare elastice (**q=1**).
Reamintim că prezenţa acestor pereţi, dacă sunt amplasaţi în poziţie excentrică, conduce, de regulă, la eforturi de răsucire de ansamblu care amplifică solicitarea pereţilor de contur.

C8.6.1.2. Cerinţa de rezistenţă pentru efectele cutremurului perpendicular pe planul peretelui

C8.6.1.2 (1) Se aplică prevederile Codului CR6 care ţin seama de anizotropia zidăriei.

Determinarea corectă a eforturilor secţionale în perete sub efectul încărcărilor perpendiculare pe planul peretelui, este condiţionată, în mare măsură, de identificarea condiţiilor reale de prindere/fixare pe contur a panoului de zidărie (rezemare simplă,

încastrare elastică din continuitate, latură liberă). Subliniem faptul că modelarea ca placă elastică (acceptată în regelementări mai vechi) poate furniza rezultate nerealiste în cazul pereţilor cu anizotropie accentuată (cu rosturi verticale neumplute sau cu îmbinări mecanice - tip "nut şi feder").

8.7.6. Rezistenţa de proiectare a pereţilor supuşi la încovoiere perpendicular pe planul median

Rezistenţa de proiectare a pereţilor supuşi la încovoiere perpendicular pe planul lor se determină pentru toate categoriile de pereţi de zidărie:

- pereţi structurali ;
- pereţi nestructurali ;
- panouri de zidărie înrămată în cadre

Rezistenţa la încovoiere perpendicular pe plan se poate dezvolta prin două mecanisme:

1. Rezistenţa la întindere din încovoiere a zidăriei - conform CR6.
2. Efectul de arc - perete rezemat lateral şi perete rezemat sus şi jos .

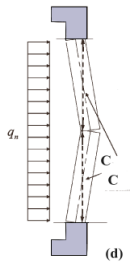


Figura C 8.44 Rezistenţa zidăriei la încovoiere perpendicular pe plan

C- forţa de compresiune din efectul de arc

Zidăria solicitată normal pe plan se comportă elastic până la fisurare. După fisurare, rezistenţa la încovoiere este realizată prin secţiunea redusă, analog betonului simplu (se poate admite $W_{pl} \cong 1.75\ W_e$) iar apoi scade relativ rapid dacă nu se dezvoltă efectul de arc.

Existenţa mecanismului de rezistenţă prin efectul de arc depinde de îndeplinirea mai multor condiţii dintre care menţionăm în primul rând existenţa contactului direct între panou şi cadru. De asemenea, dezvoltarea efectului de arc este limitată de condiţia de stabilitate a peretelui sub efectul forţei de compresiune (din acest motiv, în unele lucrări, se consideră că efectul poate fi luat în considerare numai pentru pereţi al căror coeficient de zveltețe este ≤25) şi de un anumit nivel de rigiditate al elementelor cadrului (grinzi şi stâlpi).

Deoarece formarea efectului de arc prezintă un nivel ridicat de incertitudine în ceea ce priveşte realizarea contactului dintre panou şi cadru, în **CR6** se consideră că rezistenţa pereţilor la acţiunea încărcărilor perpendiculare pe plan este asigurată numai de rezistenţa la întindere din încovoiere a zidăriei. În aceste condiţii, forţa seismică de proiectare a pereţilor structurali sub efectul încărcării seismice perpendiculare pe plan se determină conform 8.4.2.(4) din acest Cod iar calculul rezistenţei se face luând în considerare suprapunerea efectelor din încărcările verticale cu acţiunea seismică normală pe plan calculată conform Cap.10 din prezentul Cod.

În unele cazuri, rezistenţa de proiectare a panourilor pline poate fi exprimată prin valoarea forţei normale pe plan pe care o poate prelua peretele respectiv. Pentru verificarea cerinţei de siguranţă această valoare urmează să se compare cu valoarea forţei de proiectare calculată conform **Cap.10**.

În cazul panourilor cu goluri la care $A_{gol} > 0.2\ A_{panou}$ forţa determinată ca mai sus se reduce, pentru un panou, cu un coeficient subunitar care înmulţeşte forţa determinată pentru întreg panoul:

$$\eta_{gol}(\perp) = 1.25\left(1 - \frac{A_{gol}}{A_{panou}}\right)$$

Dacă $A_{gol} \le 0.2\ A_{panou}$ existenţa golului poate fi neglijată.

C8.6.2. Cerinţa de rigiditate

Cerinţa se justifică prin faptul că, în prezent, există un număr mare de produse din grupa **2S** caracterizate fiecare de legi constitutive specifice (σ-ε / τ- γ). Datele furnizate de producător trebuie să servească proiectantului pentru aprecierea driftului (raportul între deplasarea relativă a două planşee consecutive şi înălţimea nivelului respectiv) limită, acceptabil pentru fiecare produs în parte, astfel încât să fie satisfăcută atât cerinţa de limitare a degradărilor cât şi cerinţa de siguranţă a vieţii. Încercările efectuate în străinătate şi în ţară, pe zidării cu elemente din grupa **2S**, au arătat că avarii care pot fi considerate ***ireparabile*** au loc la valori al driftului între 0.8÷1‰. Severitatea avarierii acestora este mai redusă pentru zidăriile confinate şi armate în rosturile orizontale.

C8.6.3. Cerinţa de stabilitate

Prevederea se referă la stabilitatea peretelui sub acţiunea încărcărilor verticale şi a forţei seismice care acţionează în planul peretelui. Stabilitatea pereţilor din zidărie pentru acţiunea seismică perpendiculară pe planul lor se va verifica pentru forţele seismice determinate conform prevederilor de la Cap.10.

C8.6.5. Cerinţe de rezistenţă în raport cu starea limită de serviciu (SLS)

C8.6.5.(1) Pentru clădirile din clasele de importanţă I şi II având în vedere costurile directe şi indirecte care pot rezultă prin avarierea pereţilor de zidărie în cazul cutremurelor care se repetă la intervale de timp mai scurte decât cel al cutremurului de proiectare, pentru zonele seismice cu acceleraţia terenului pentru proiectare $a_g \ge 0.30g$, rezistenţa pereţilor structurali şi nestructurali din zidărie şi a panourilor înrămate va fi verificată la acţiunea cutremurului cu interval mediu de recurenţă mai mic decât cel al cutremurului de proiectare. Factorul de reducere a acţiunii seismice pentru verificarea rezistenţei se va lua $\upsilon = 0.5$ iar pentru deplasările laterale impuse factorul υ se va lua conform art.10.3.2.2 Factorul de comportare se va lua $q = 1.0$ (comportare elastică) iar factorul de material va fi $\gamma_M = 1.50$.

C8.7. Calculul valorilor de proiectare ale rezistenţelor pereţilor din zidărie

C8.7.1. Prevederi generale de calcul.

C8.7.1.(1) Având în vedere faptul că în România cutremurul reprezintă acţiunea care dimensionează clădirile din zidărie pe cea mai mare parte a teritoriului, concepţia Codului de proiectare pentru clădirile din zidărie **CR6 a** avut în vedere stabilirea unor

măsuri de alcătuire generală, de dimensionare şi de detaliere constructivă astfel încât să fie facilitată obţinerea unui răspuns seismic favorabil în condiţiile unui efort tehnic, tehnologic şi economic rezonabil.

Din acest motiv, principalele principii şi reguli pentru calculul rezistenţei de proiectare au fost date în **CR6**. În acest paragraf se dau, în principal, precizări legate de diferenţierea măsurilor amintite în funcţie de severitatea condiţiilor seismice

C8.7.1.(2) Prevederea aminteşte necesitatea determinării rezistenţei de proiectare a pereţilor pentru ambele situaţii posibile de acţiune a cutremurului (în planul peretelui şi normal pe plan).

C8.7.2. Prevederi suplimentare pentru calculul pereţilor structurali la forţă axială şi încovoiere în planul peretelui

Pentru determinarea rezistenţei de proiectare la forţa axială şi moment încovoietor în Codul **CR6** se folosesc următoarele ipoteze de bază, valabile atât pentru zidăria nearmată cât şi pentru zidăria armată:

1. Ipoteza secţiunilor plane;
2. Rezistenţa la întindere a zidăriei pe direcţie perpendiculară pe rostul orizontal este nulă;
3. Relaţia efort unitar - deformaţie specifică este dreptunghiulară pentru calculul la starea limită ultimă (**ULS**);
4. Relaţia efort unitar – deformaţie specifică este triunghiulară pentru calculul la starea limită de serviciu (**SLS**).

Ipoteza secţiunilor plane adoptată în **CR6** nu este valabilă pentru toate cazurile. În mod special, nu este valabilă în cazul pereţilor scurţi solicitaţi de forţe aplicate în planul peretelui. Rezistenţa ultimă este însă relativ puţin influenţată de această neconcordanţă.

Modelele de calcul sunt diferite pentru zidăria nearmată (**ZNA**) şi pentru zidăria armată (confinată, cu inima armată).
În cazul zidăriei nearmate Codul CR6 permite calculul considerând că blocul eforturilor unitare de compresiune pentru **ULS** este dreptunghiular cu valoarea maximă $0.85f_d$.
Un calcul mai exact pentru valorile mai ridicate ale efortului unitar de compresiune se poate face acceptând că blocul eforturilor unitare de compresiune are forma diagrame constitutive σ-ε a zidăriei [Petrovici,R., *Revizuirea Codului CR6-2006 (I) Propuneri pentru calculul pereţilor din zidărie nearmată la compresiune excentrică* - AICPS Review nr.4/2010]. În acest caz se poate pune în evidenţă efectul "ductilităţii de material" a zidăriei (raportul $\varepsilon_{mu}/\varepsilon_1$). Compararea diagramelor de interacţiune M-N din figurile C8-56 a şi C8-56b arată elocvent avantajele zidăriilor "ductile".

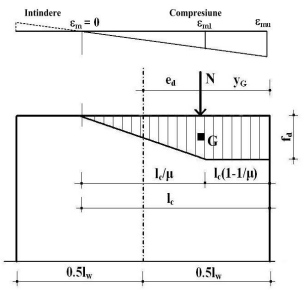


Figura C 8.45 Model complet de calcul la încovoiere şi compresiune

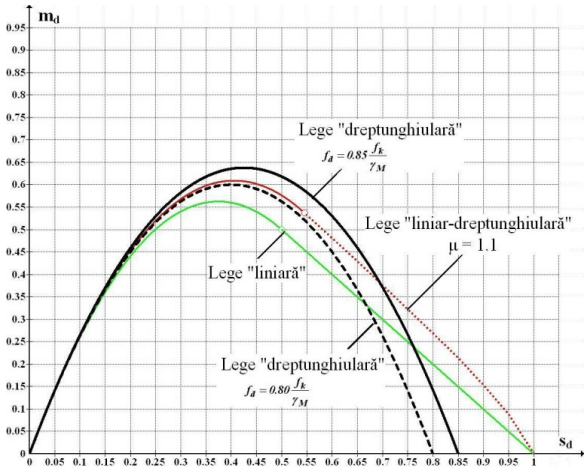


Figura C 8.46a Diagrama de interacţiune M-N pentru zidării "fragile"

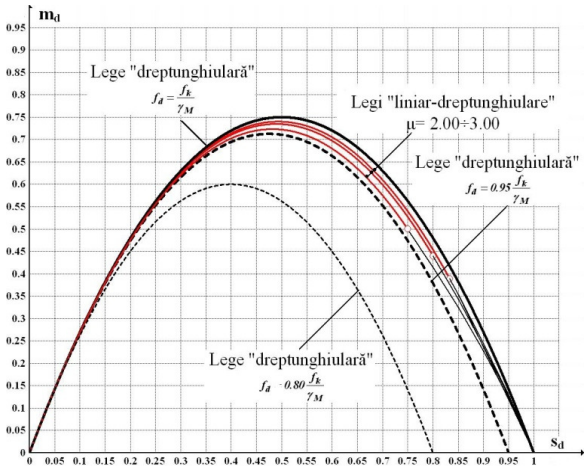


Figura C 8.46b. Diagrama de interacţiune M-N pentru zidării "ductile"

În cazul zidăriei nearmate, rezistenţa de proiectare - momentul încovoietor capabil pentru o valoare dată a forţei axiale - pentru pereţii care se verifică la **SLS -**se determină în ipoteza că pe secţiunea orizontală a peretelui se acceptă dezvoltarea eforturilor unitare de întindere numai pe o zonă limitată din lungimea peretelui. Limitarea zonei întinse rezultă din condiţia ca excentricitatea de aplicare a rezultantei încărcărilor verticale să nu depăşească cu mai mult de 20% limita sâmburelui central al secţiunii. În cazul pereţilor cu secţiune dreptunghiulară, această condiţie revine la limitarea excentricităţii forţei axiale la valoarea $l_w/5$.

În cazul zidăriei confinate, **CR6** menţine ipotezele acceptate în mod curent în practica de proiectare din România, şi anume:

- În cazul secţiunilor din zidărie armată (**ZC** şi **ZIA**) betonul conlucrează cu zidăria până în stadiul ultim.Conlucrarea este limitată de caracteristicile mecanice ale materialului cel mai slab (de regulă elementele pentru zidărie).

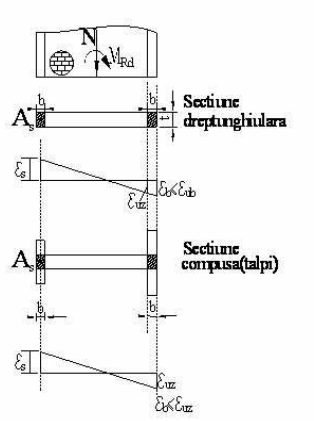


Figura C 8.47 Deformaţii specifice limită la pereţi din zidărie confinată

Pe baza ipotezelor de mai sus, în **CR6** se acceptă că, în cazurile în care nu este necesar un calcul mai exact, rezistenţa de proiectare la încovoiere ($\mathbf{M_{Rd}}$), asociată forţei axiale de proiectare ($\mathbf{N_{Ed}}$), pentru un perete de formă oarecare din zidărie confinată, poate fi calculată prin însumarea rezistenţei de proiectare la încovoiere a secţiunii ideale de zidărie nearmată $\mathbf{M_{Rd}}$ **(zna,i)** cu rezistenţa de proiectare la încovoiere corespunzătoare armăturilor din stâlpişorii de la extremităţi $\mathbf{M_{Rd}(A_s)}$

Notă. Ipotezele de mai sus nu sunt în totalitate în concordanţă cu prevederile referitoare la zidăria confinată din **SR EN 1996-1:**

- *pentru determinarea valorii de proiectare a momentului unei secţiuni se va avea în vedere o diagramă de eforturi unitare bazată* ***numai pe rezistenţa zidăriei;*** *contribuţia armaturii comprimate va fi neglijată.*

Această abordare conduce la valori mai mici ale momentului capabil aşa cum rezultă din figura C 8.58. În zona eforturilor unitare de compresiune obişnuite în clădirile curente (σ_0 = 2.0 ÷5.0 daN/cm^2) sporul momentului capabil prin considerarea contribuţiei armăturilor din stâlpişorul comprimat este de circa 12 ÷30% .

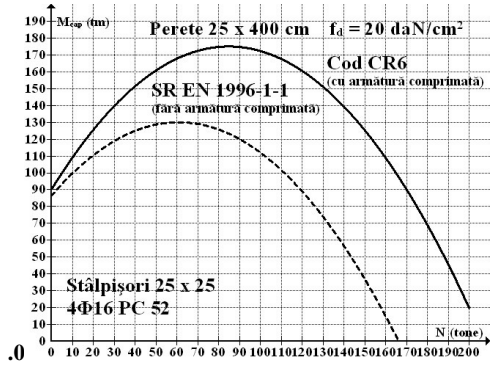


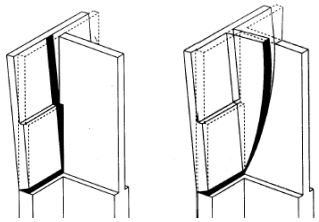
Figura C 8.48 Comparaţia diagramelor de interacţiune M-N
conform SR EN 1996-1-1 şi CR6

C8.7.2.(2) În cazul pereţilor în formă de **L**, **T** şi dublu **T** cu tălpi inegale, rezistenţa de proiectare se va lua egală valoarea cea mai mică rezultată pentru cele două sensuri de acţiune ale cutremurului (schimbarea solicitării pe tălpi:"întindere⇔compresiune").

Asigurarea rezistenţei în aceste secţiuni are o importanţă majoră pentru realizarea conlucrării spaţiale a pereţilor dispuşi pe cele două direcţii principale ale clădirii.
Starea de eforturi la interfaţa inimă/talpa are un caracter complex întrucât secţiunea respectivă este solicitată simultan de:

- forţa de lunecare verticală provenită din acţiunea seismică în planul inimii peretelui;
- forţele şi momentele provenite din acţiunea seismică perpendiculară pe planul tălpilor (pereţilor perpendiculari).

Experienţa cutremurelor trecute a arătat, că sub efectul acestei stări complexe de solicitare, în multe cazuri, se produce cedarea legăturii între perete şi talpi după una din schemele de mai jos.



(a) (b)

Figura C 8.49 Tipuri de avariere la interfaţa inimă / talpă a pereţilor compuşi

C8.7.2.1.(3) Armăturile prevăzute la (3) elimină, de regulă, avarierea pe schema din figura C 8.49a dar nu pot preveni ruperea pe schema (b) mai ales dacă în zona respectivă (dincolo de secţiunea unde au fost oprite barele) în perete există şliţuri verticale.

C8.7.3.Rezistenţa de proiectare a pereţilor cuplaţi

C8.7.3.(1) Condiţiile enumerate fac parte din măsurile pentru realizarea mecanismului favorabil de disipare a energiei seismice definit în **CR6.**

Condiţia **1a** este satisfăcută dacă, pentru montantul respectiv, la fiecare nivel (j), este verificată inegalitatea:

$$\sum_{j}^{n} F_j(H-h_j) - \left[\sum_{j}^{n} M_{rc}^{cap} + \frac{l_w}{2}\sum_{j}^{n} T_{rc}^{asoc}\right] \geq M_{cap}(N_{asoc})$$

în care

- $\sum_{j}^{n} F_j(H-h_j)$ este momentul de răsturnare dat de forţele F_j aferente montantului, care acţionează peste secţiunea de la baza nivelului j (n este numărul total de niveluri al clădirii).

Condiţia **2** este satisfăcută dacă sub efectul momentului încovoietor din secţiunea de încastrare a riglei de cuplare rezistenţa la compresiune locală a zidăriei nu este depăşită.

C8.8. Calculul deformaţiilor şi deplasărilor laterale în planul peretelui

C8.8.1. Condiţii generale

Prevederile la care se face trimitere se referă la stabilirea caracterisiticilor geometrice şi a valorilor modulilor de elasticitate pentru calculul deformaţiilor şi deplasărilor laterale în planul peretelui.

Se va ţine seama de efectul fisurării asupra proprietăţilor secţionale şi se vor folosi:

* caracteristicile geometrice ale secţiunii nefisurate de zidărie şi de beton;
* ½ din valoarea modulului de elasticitate longitudinal echivalent, de scurtă durată (E_z)
* ½ din valoarea modulului de elasticitate transversal echivalent (G_z) .

Pentru zidăria confinată şi zidărie confinată şi armată în rosturi se va ţine seama de prevederile corespunzătoare din Codul **CR6.**

C8.9. Proiectarea clădirilor simple din zidărie

C8.9.1. Generalităţi

C8.9.1.(1) Standardul **SR EN 1998-1** şi reglementările naţionale din mai multe ţări permit proiectarea unor clădiri din zidărie numai prin respectarea unor condiţii constructive bine precizate, fără obligaţia verificării analitice a siguranţei la gruparea seismică de încărcări. Menţionăm că verificarea prin calcul a siguranţei acestor clădiri (suprastructura şi infrastructura) este obligatorie pentru toate celelalte grupări de încărcări prevăzute în Codul **CR0**.

Clădirile pentru care se acceptă aceste condiţii simplificate sunt caracterizate prin:

- risc seismic redus;
  - sunt amplasate în zone cu acceleraţie de proiectare slabă sau moderată (în general $a_g \leq 0.20g$);
  - sunt încadrate în clasele inferioare de importanţă (clasele III şi IV);
  - au regim de înălţime limitat.
- rezerve naturale de rezistenţă provenite din:
  - alcătuire cu regularitate geometrică şi structurală în plan şi în elevaţie;
  - limitarea efortului unitar de compresiune în pereţi ($\sigma_d \leq 0.25 f_d$);
  - folosirea zidăriei cu caracteristici mecanice superioare celor curente (spor de 20% faţă de cerinţele curente);
  - folosirea cu precădere a zidăriei armate.

Posibilitatea proiectării clădirilor fără verificare prin calcul constituie o excepţie de la conceptul general de proiectare seismică. Adoptarea acestei posibilităţi reprezintă o opţiune a proiectantului.

C8.9.2. Materiale pentru zidărie

C8.9.2.(2) Prevederea unor valori minime ale rezistenţei caracteristice la compresiune superioare cu 20% celor din tabelul 8.2. are ca scop realizarea unei marje suficiente de siguranţă în absenţa verificărilor prin calcul şi este menită să acopere şi unele suprasolicitări locale care nu sunt evidenţiate analitic. Sporind ecartul între eforturile

unitare efective de compresiune şi rezistenţa zidăriei sporeşte şi ductilitatea structurii. În cazurile în care proiectantul şi/sau investitorul urmăresc folosirea materialelor care conduc la rezistenţele minime din tabelul 8.2 din Cod siguranţa pentru gruparea seismică de încărcări va fi verificată prin calcul.

C8.9.3. Condiţii de regularitate geometrică şi structurală

C8.9.3.(2) Limitarea efortului unitar mediu de compresiune la parter are ca scop:

1. Asigurarea unui nivel mai ridicat al ductilităţii secţionale;
2. Creşterea rezistenţei la cedare pe secţiune înclinată prin sporirea ariei totale a pereţilor

Valorile de proiectare maxime ale efortului unitar mediu de compresiune care respectă condiţia $\sigma_{med} = 0.25f_d$ pentru coeficientul de siguranţă $\gamma_M = 1.9$ considerând majorarea rezistenţelor din tabelul 8.2 prevăzută la 8.9.2.(2) sunt date în tabelul următor pentru zonele seismice şi înălţimile acceptate conform art. 8.9.2.

Număr niveluri n_{niv}	Acceleraţia terenului pentru proiectare a_g	
	0.10g şi 0.15g	0.20g
1 (P)	0.270	0.340
2 (P+1)	0.290	0.360
3 (P+2)	0.315	0.390

Pentru a ilustra posibilităţile de alegere a sistemului structural pentru clădirile simple de zidărie, în tabelul următor sunt date valorile ***efective*** ale efortului unitar mediu de compresiune (σ_d) care se realizează în aceste clădiri în funcţie de densitatea pereţilor structurali şi de greutatea pe m^2 a clădirilor . Rezultă că valoarea $0.25f_d$ acoperă eforturile unitare medii din clădirile simple, cu condiţia alegerii corespunzătoare a densităţii pereţilor.

Eforturi unitare medii de compresiune ***efective*** în clădiri simple de zidărie

Greutate zidărie	Înălţime	Densitatea pereţilor structurali			
		3%	4%	5%	6%
Elemente din BCA g = 1.0 t/m^2	P	0.166	0.125	0.100	0.083
	P+1E	0.333	0.250	0.200	0.166
	P+2E	---	0.375	0.300	0.250
Elemente din argilă arsă g = 1.2 t/m^2	P	0.200	0.150	0.120	0.100
	P+1E	0.400	0.300	0.240	0.200
	P+2E	---	---	0.360	0.300
Elemente din argilă arsă g = 1.4 t/m^2	P	0.233	0.175	0.140	0.120
	P+1E	---	0.350	0.280	0.233
	P+2E	---	---	---	0.350

C 9. Prevederi specifice construcţiilor din lemn

C 9.1.3 Conceptul de proiectare

C9.1.3.1 Proiectarea detaliilor constructive este foarte importantă pentru construcţiile din lemn situate în zone seismice. Trebuie asigurat traseul eforturilor în ansamblul structurii de la sol şi fundaţii la acoperiş şi invers (prin forma structurii şi continuitate), precum şi existenţa unei rezerve de rezistenţă suficientă (ductilitate şi disipare de energie).

C9.1.3.2 Acţiunea seismică implică importanţa majoră a continuităţii structurale a legăturilor între diferite elemente şi eficacitatea lor la întindere/compresiune. Toate componentele pereţilor de contravântuire şi a diafragmelor trebuie să fie conectate astfel încât să se constituie într-un ansamblu unitar.

In Figura C 9.2 se prezintă localizarea legăturilor şi exemple de soluţii care să asigure continuitatea

structurală. La nivelul planşeului, o centură periferică trebuie să fie prevăzută astfel încât să reziste eforturilor de întindere ce acţionează din planşeu sub forma unor încărcări orizontale (Figura C 9.2, b) şi să asigure continuitatea la colţuri, unde îmbinările dintre panouri trebuie să fie mai dese (Figura C 9.2, a).

Elementele de rezistenţă verticale trebuie să fie imbinate continuu pe înălţime pentru a asigură transmiterea uniformă a eforturilor verticale (Figura C 9.2, c).

Trebuie considerată în mod special întinderea perpendiculară pe fibre. Pentru aceasta, în Figura C 9.3, d, înălţimea b_e nu trebuie să fie mai mare ca 2/3h, pentru a limita riscul de despicare. Este necesar ca legăturile din Figura C 9.3, b, d si e, să nu fie excentrice.

C9.1.3.3 Îmbinările trebuie să fie capabile să lucreze pe două direcţii perpendiculare. De aceea, îmbinările cu contact direct pe o singură direcţie nu sunt recomandate. În Figura C 9.4 sunt exemplificate îmbinări cu transmitere pe doua direcţii a eforturilor. Fundaţiile trebuie legate între ele, pentru a conlucra ca un tot unitar, ca un radier in caz de deformare a terenului.

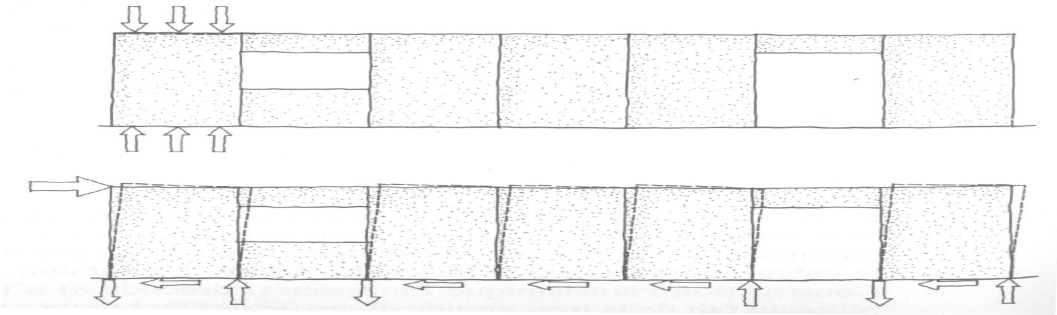


Figura C 9.1. Efectele acţiunilor verticale şi orizontale

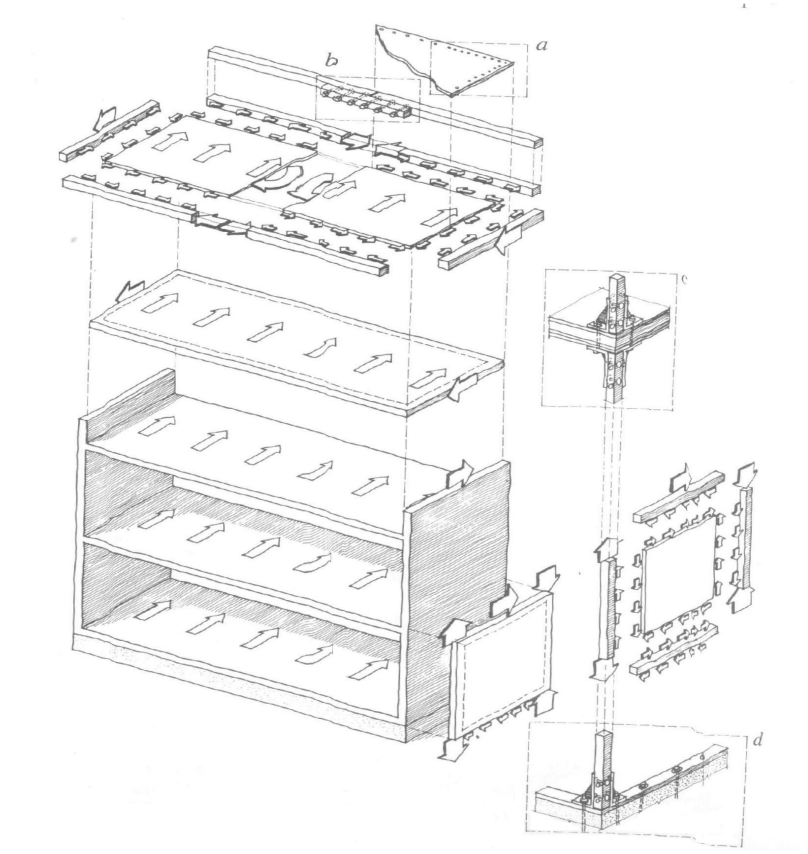


Figura C 9.2. Detalii care asigură continuitatea la încărcări orizontale. (a) întărirea colţurilor; (b) continuitatea nervurilor întinse; (c) continuitatea montanţilor întinşi; (d) preluarea ridicării şi alunecării pe fundaţii cu ajutorul ancorărilor.

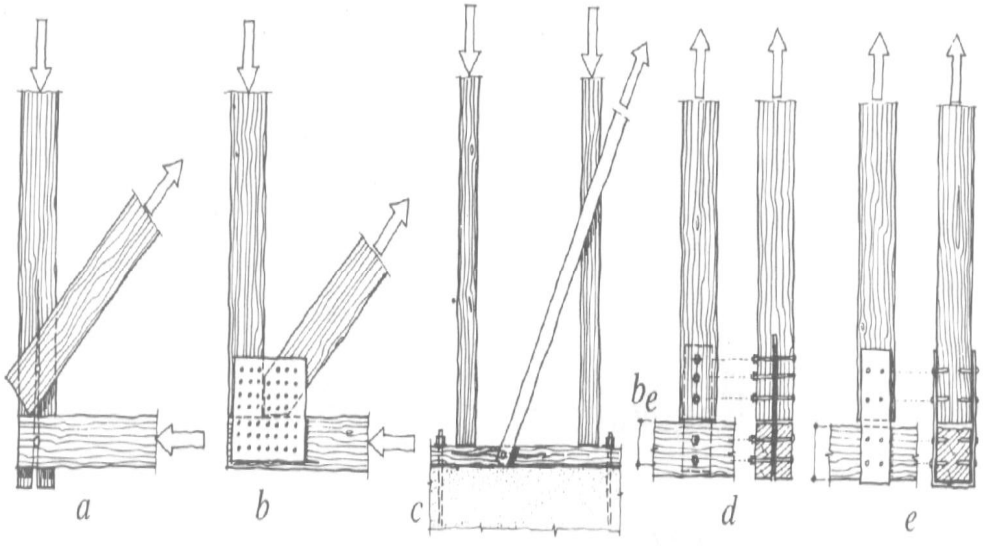


Figura C 9.3. Detalii de proiectare a îmbinărilor solicitate la întindere perpendiculară pe fibre (a) si (c) comportare nefavorabilă; (b), (d) si (e) comportare favorabilă .

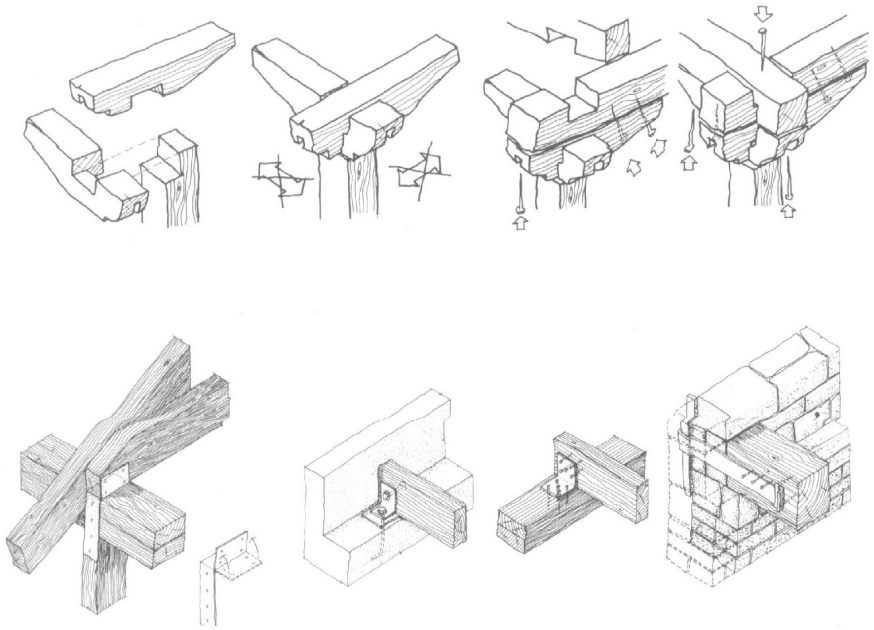


Figura C 9.4. Dispoziţii constructive pentru prevenirea pierderii contactului pe reazeme în construcţii vechi şi moderne

C 9.4. Criterii de proiectare pentru structuri disipative

C 9.4.1. Reguli pentru elementele de îmbinare

C.9.4.1 Sub acţiunea încărcărilor alternante, elementele din lemn au, în general, o comportare liniară. Ruperea lor este fragilă, în special datorită defectelor de material. Disiparea de energie este slabă, cu excepţia cazurilor de compresiune transversală. Imbinarile încleiate au, de asemenea, o comportare elastică şi nu contribuie la deformaţia plastică a structurii, nici la disiparea de energie. Aceasta înseamnă ca structurile din lemn având îmbinări încleiate sau din bare perfect articulate pot fi considerate slab disipative, fara nici o posibilitate de plastificare.

Plastificarea şi disiparea de energie poate să se producă in îmbinările diferitelor elemente doar in cazul imbinărilor semirigide (îmbinări mecanice realizate cu elemente de îmbinare metalice).

C.9.4.2 Imbinările mecanice prezintă, în general, o comportare plastică atunci când valorile diametrelor tijelor şi distanţele dintre rândurile de tije şi dintre tije şi marginea elementului din lemn sunt respectate. Acest fenomen apare din comportarea lemnului la capacitatea portantă locală asociată cu plasticitatea şi disiparea de energie a metalului.

C.9.4.3 Pentru a evita reducerea capacitatii de rezistenţă a unei structuri de lemn, trebuie respectate următoarele principii:

- proiectarea unor piese de fixare care să impiedice smulgerea elementelor din imbinare;
- evitarea utilizării unor mijloace de îmbinare susceptibile de a avea rupere fragilă;
- utilizarea unor materiale avand o comportare favorabila sub sarcini repetate.

C 10. PREVEDERI SPECIFICE COMPONENTELOR NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCŢIILOR

C10.1 Generalităţi

Principalele realizări obţinute în ingineria seismică în ultimele decenii ale secolului XX s-au canalizat în special către îmbunătăţirea siguranţei structurale. Deşi s-au înregistrat unele progrese, preocupările privind siguranţa seismică a componentelor nestructurale ale clădirilor (**CNS**) nu s-au dezvoltat la nivelul celor relative la siguranţa structurală cu toate că avarierea elementelor şi/sau componentelor subsistemului **CNS** poate avea, chiar dacă la scară mai redusă, aceleaşi categorii de consecinţe.

Primele coduri de proiectare seismică nu au insistat asupra protecţiei **CNS** deoarece aveau ca obiectiv declarat asigurarea protecţiei vieţii, inclusiv prin măsuri care să permită evacuarea în siguranţă a clădirii, dar nu aveau în vedere nivelul de avariere care putea, în multe cazuri, să conducă la ieşirea din funcţiune a acesteia, pe durate de timp mai mici sau mai mari şi/sau să facă inacceptabile din punct de vedere economic operaţiile de reparare .

Prima menţiune privitoare la protecţia seismică a **CNS** se găseşte într-o anexă la Codul **UBC** (Uniform Building Code) din 1927 şi se referă la asigurarea stabilităţii elementelor ornamentale, a parapeţilor şi placajelor atât din exteriorul clădirilor cât şi din interiorul acestora.

Ulterior (1935) acelaşi Cod a prevăzut, ca recomandare, proiectarea **CNS** şi a prinderilor acestora pentru o forţă orizontală proporţională cu greutatea respectivă F= CW. Abia în 1961 această prevederea devenit obligatorie.

Istoric, prevederile referitoare la diferitele categorii de **CNS** au apărut în Codul american după cum urmează:

- prinderile panourilor exterioare prefabricate (UBC 1967);
- rafturile de depozitare şi sistemele de tavane suspendate (UBC 1973);
- echipamentele şi utilajele, inclusiv prinderile acestora (UBC 1976);
- sistemele de sprinklere şi pardoselile înălţate (UBC 1985);
- panourile de reclame/firme, sistemele principale de conducte, boilerele,instalaţiile de climatizare, motoare, pompe, etc (UBC 1988).

În reglementările din România prevederile referitoare la proiectarea seismică a **CNS** au avut următoarea cronologie:

- **P13-63**: a stabilit forţa seismică de calcul $S_{CNS} = c_{CNS}Q_{CNS}$ unde coeficientul global c_{CNS} era multiplu al coeficientului K_s (K_s = 0.05 pentru gradul seismic 8 MSK); s-au dat un număr foarte restrâns de prevederi referitoare la ***Elemente care nu fac parte din structura principală de rezistenţă***.
- **P13-70** : păstrează în principal acelaşi nivel de forţe seismice de proiectare ca şi **P13-63**; idem în ceea ce priveşte prevederile constructive.
- **P100-78** : prevede unele sporuri ale nivelului de forţe seismice de proiectare dar prevederile constructive pentru **CNS** lipsesc complet.
- **P100-81** : menţine nivelul forţelor seismice din **P100-78**; apare un capitol important ***Măsuri privind proiectarea şi execuţia instalaţiilor pentru construcţii***.

- **P100-92** : menţine nivelul forţelor seismice din **P100-81** (cu unele precizări) iar capitolul referitor la proiectarea instalaţiilor capătă o dezvoltare mai mare (inclusiv o anexă explicativă).
- **P100-1/2006** : nivelul forţelor seismice a crescut odată cu modificarea hărţii de zonare iar valorile forţelor au fost diferenţiate în funcţie valorile specifice ale factorilor de amplificare proprie (β_{CNS}) şi de factorii de comportare (q_{CNS})

Vom menţiona însă faptul că, în ultimii ani, chiar în condiţiile aplicării prevederilor din **P100-1/2006**, riscul seismic al **CNS** a sporit deoarece, în cele mai multe cazuri, alcătuirea de ansamblu a clădirilor proiectate s-a caracterizat prin rezolvări arhitecturale complexe, al căror răspuns seismic este, de multe ori, dificil de anticipat suficient de exact prin calcul iar proiectarea elementelor nestructurale nu a ţinut seama întotdeauna de constrângerile specifice impuse de mişcările seismice. Ne referim aci, de exemplu, la clădirile cu forme complexe în plan şi în elevaţie care includ suprafeţe vitrate de mari dimensiuni. De regulă, aceste suprafeţe vitrate, furnizate şi montate de firme specializate, nu sunt verificate de proiectanţii respectivi din punct de vedere al capacităţii de a prelua "driftul" probabil al structurii, amplificat sensibil de torsiunea de ansamblu a clădirilor cu formă complexă, şi, uneori, nici pentru acţiunea seismică perpendiculară pe planul lor.

O altă cauză a vulnerabilităţii seismice a **CNS** este datorată şi faptului că proiectarea acestora este adesea încredinţată arhitecţilor debutanţi sau personalului mediu, fiind rezolvată prin aplicarea mecanică a unor detalii care, în multe cazuri, s-au dovedit necorespunzătoare şi care sunt preluate în proiecte fără nici o analiză critică. Detalierea prinderilor **CNS** este făcută de multe ori cu întârziere faţă de graficul de execuţie sau, adesea, este lăsată la latitudinea constructorului (de exemplu, cazul tavanelor false care includ şi corpuri de iluminat neasigurate împotriva balansului în timpul cutremurului). Chiar şi prevederile referitoare la ancorarea zidăriilor lipsesc în cele mai multe cazuri de pe planuri sau sunt aplicate mecanic, fără un calcul efectiv al armăturilor necesare în stâlpişorii şi centurile de la calcane, atice, parapeţi (în marea majoritate a cazurilor, armările acestora fiind stabilite la "ochi" sau preluate din proiecte anterioare).

Semnalăm şi situaţiile când se folosesc elemente nestructurale de import (inclusiv detaliile de prindere respective) provenite din ţări neseismice şi a căror capacitate de rezistenţă nu este verificată pentru intensitatea seismică de calcul a diferitelor amplasamente din România.
Verificarea proiectelor din punct de vedere al rezistenţei şi stabilităţii **CNS** de către *verificatori atestaţi*, prevăzută în acest capitol la **10.10.(2)**, are ca scop tocmai prevenirea comportării nefavorabile a **CNS** la acţiunea cutremurului de proiectare şi menţinerea acestora în funcţiune în cazul clădirilor cu funcţiuni vitale pentru cutremurele cu perioadă de revenire mai scurtă.
Răspunsul seismic al **CNS** prezintă numeroase particularităţi care conduc la folosirea unor concepte şi metode de proiectare specifice, diferite substanţial de cele folosite curent pentru proiectarea elementelor structurale.

Diferenţele principale provin din:

- Comportarea la acţiunea seismică directă: Datorită amplificării rezultate din răspunsul dinamic al structurii, acceleraţia seismică la care sunt supuse **CNS** amplasate peste nivelul de încastrare al suprastructurii este mult superioară acceleraţiei seismice a terenului. Măsurătorile efectuate pe diferite tipuri de clădiri arată că acceleraţia la nivelul planşeelor creşte pe înălţimea clădirii

ajungându-se până la amplificări de 3÷4 ori ale acceleraţiei terenului la ultimul planşeu al clădirii. Ca atare, în afară de caracteristicile mişcării terenului şi de caracteristicile dinamice ale structurii principale, răspunsul seismic al unei **CNS** depinde şi de poziţia acesteia în clădire.

- Comportarea la acţiunea seismică indirectă : Elementele subsistemului **CNS** care au prinderi multiple de structură sau care se află în contact direct cu elementele structurii sunt solicitate prin deformaţiile impuse de mişcarea structurii principale în timpul cutremurului.
  Acest tip de solicitare a unei **CNS** se produce deoarece fiecare punct de prindere are o mişcare diferită şi în unele cazuri defazată (de sens opus) faţa de mişcarea celorlalte; intensitatea acestei solicitări depinde direct de măsura în care distanţele între punctele de prindere se modifică în timpul cutremurului.

- Proprietăţile dinamice ale **CNS**: masa, rigiditatea şi amortizarea proprie ale **CNS** sunt, de regulă, mult mai mici decât masa, rigiditatea şi amortizarea structurii. Perioada proprie de vibraţie a unei **CNS** poate fi, uneori, apropiată de perioada unuia dintre modurile de vibraţie ale structurii, rezultând din această cauză, şi fiind favorizată şi de amortizarea proprie redusă, o situaţie de cvasi-rezonanţă, cu amplificarea foarte importantă a mişcării la baza **CNS** (la nivelul unde aceasta este rezemată). În cazurile, mai rare, în care masa şi rigiditatea **CNS** au mărimi apropiate de cele ale structurii principale se poate produce un fenomen de interacţiune, semnificativ ca intensitate, între **CNS** şi structura principală. Ca urmare sistemul compus "structură + **CNS**" poate căpăta perioade proprii apropiate astfel încât răspunsul seismic maxim poate corespunde la două sau chiar trei perioade proprii ale structurii.

- Proprietăţile mecanice ale materialelor şi echipamentelor au unele particularităţi care pot amplifica efectele acţiunii seismice:
  * de regulă, materialele din care sunt alcătuite **CNS** nu sunt adecvate pentru preluarea solicitărilor seismice: au comportare fragilă (sunt lipsite de ductilitate) şi au rezistenţe mecanice reduse, în particular la eforturi unitare de întindere;
  * componentele echipamentelor şi mai ales prinderile (asamblările) dintre acestea pot fi deteriorate / desfăcute cu uşurinţă de mişcarea construcţiei în timpul cutremurului conducând la ieşirea din funcţiune a instalaţiei / echipamentului.

Ca atare răspunsul seismic al fiecărei **CNS** este diferit în funcţie de domeniul de comportare – fragil sau ductil - al materialului din care aceasta este alcătuită.

În cazul echipamentelor electro-mecanice răspunsul seismic depinde şi de capacitatea acestora de a suporta mişcările individuale diferite ale componentelor în timpul cutremurului.

Problemele protecţiei seismice a subsistemelor nestructurale din clădiri sunt abordate în mod complex în codurile de proiectare din multe ţări avansate dintre care pe primul loc se găseşte USA. În majoritatea acestor ţări în care hazardul seismic reprezintă o ameninţare serioasă pentru viaţa şi bunurile populaţiei au fost promovate reglementări care conţin numeroase prevederi referitoare la protecţia iniţială, prin proiectare, a componentelor nestructurale din clădirile noi precum şi la evaluarea gradului de asigurare şi la reducerea riscului seismic al **CNS** din clădirile existente.

Evoluţia în timp a nivelului de cunoaştere a făcut ca amploarea prevederilor Codurilor de proiectare referitoare la protecţia seismică a **CNS** să crească de la o ediţie la alta.

Astfel, ultima variantă a International Building Code – **IBC 2003** [**ICC** International Code Council - *International Building Code* **IBC 2003**], menită să înlocuiască cele trei coduri model folosite în prezent pe teritoriul SUA, conţine numeroase elemente de progres faţă de codurile precedente:

- se prevăd forţe seismice de proiectare mai mari;
- conţine prevederi constructive mai severe şi mai detaliate;
- conţine prevederi suplimentare referitoare la driftul admisibil (de proiectare);
- are prevederi specifice suplimentare pentru proiectarea prinderilor;
- impune proiectarea pentru acţiunea seismică în cazul echipamentelor care au nivel ridicat de importanţă în cazul clădirilor cu funcţiuni esenţiale.

În concepţia sistemică o clădire este alcătuită din două subsisteme:

- subsistemul ***elementelor structurale*** (**structura**)
- subsistemul ***componentelor nestructurale*** **(CNS).**

În conformitate cu definiţiile curent folosite, subsistemul ***elementelor structurale*** este constituit din componentele clădirii care sunt destinate să asigure satisfacerea cerinţei de ***siguranţă structurală*** a clădirii sub acţiunea diferiţilor agenţi mecanici proveniţi din mediul natural sau antropic. Pentru clădirile situate în zone seismice de intensitate medie sau ridicată, alcătuirea, dimensionarea şi detalierea constructivă a subsistemului elementelor structurale este condiţionată, în primul rând, de efectele forţelor seismice. Pentru clădirile aflate în zone seismice de intensitate slabă, structurile corect proiectate pentru încărcările gravitaţionale, permanente şi utile, şi (eventual) pentru cele datorate acţiunii vântului, pot asigura, fără măsuri suplimentare, satisfacerea cerinţei de siguranţă structurală.

Clasificarea componentelor unei clădiri în ***structurale/nestructurale*** trebuie considerată mai mult din punct de vedere metodologic. În Codurile de proiectare clasificarea este bazată pe anumite criterii formale, uneori subiective, care conduc la metodologii de evaluare seismică diferite.

În realitate clădirea răspunde acţiunii seismice ca un ansamblu unitar în care ordinea cedării elementelor nu este neapărat cea avută în vedere în scenariul de proiectare. Multe elemente definite ca ***nestructurale*** (pe baza incertitudinilor privitoare la intervenţia lor în răspunsul seismic de ansamblu) contribuie, pozitiv sau negativ, la realizarea obiectivului de performanţă seismică urmărit de proiectant. În particular, componentele din zidărie considerate nestructurale în scenariul de proiectare pot avea atât efecte negative (de exemplu, în cazul unor interacţiuni necontrolate cu elementele structurii) cât şi o contribuţie favorabilă (dacă sunt realizate condiţiile de conlucrare cu structura la preluarea/disiparea energiei seismice)

C10.1.1.Obiect şi domeniu de aplicare

C10.1.1 (1) Necesitatea introducerii în Codul de proiectare seismică a unui capitol distinct şi consistent privind componentele nestructurale se justifică, în primul rând, prin constatarea, atât în ţară cât şi în străinătate, a faptului că în marea majoritate a cazurilor în proiectele de construcţie nu sunt prevăzute măsuri speciale pentru protecţia seismică a **CNS**. În mod curent se recurge la folosirea experienţei trecute sau la detalii constructive care pot fi foarte corecte pentru o zonă neseismică dar pot fi generatoare de consecinţe grave în zone seismice.

Totodată, faptul că în majoritatea codurilor sunt date prevederi speciale numai pentru protecţia seismică a unui număr restrâns de **CNS** poate conduce la concluzia că restul acestora nu trebuie protejate.

Componentele nestructurale nu constituie parte a structurii principale dar trebuie să posede caracteristici ***structurale*** (stabilitate, rezistenţă, rigiditate, ductilitate) pentru a-şi menţine poziţia în clădire şi integritatea fizică proprie (care condiţionează şi capacitatea de funcţionare după cutremur).

Prevederile legate de proiectarea, execuţia şi montajul componentelor nestructurale din clădiri au ca scop reducerea pierderilor totale provocate de cutremure.
Experienţa cutremurelor din trecut a arătat că marea majoritate a pierderilor economice directe şi indirecte s-a datorat avarierii componentelor nestructurale. Pierderile directe se referă la costurile de reparare / înlocuire a componentelor avariate iar pierderile indirecte rezultă din întreruperea / blocarea activităţilor de producţie, comerciale, din transporturi, etc.
În multe situaţii, avarierea **CNS** a afectat siguranţa vieţii locuitorilor din clădiri şi din afara lor, fiind raportate un număr semnificativ de decese şi foarte multe cazuri de persoane rănite. Astfel, în Japonia, la cutremurul Miyagiken-oki (1978) au murit 18 persoane (2/3 din totalul victimelor) ca urmare a prăbuşirii gardurilor de incintă iar la cutremurul de la Kobe (1995) 65 persoane şi-au pierdut viaţa datorită căderii unor piese grele de mobilier (1% din totalul victimelor).
Avarierea şi ieşirea din lucru a unor componente nestructurale, în special din categoria instalaţiilor, a condus la întreruperea funcţionării unor clădiri cu funcţiuni esenţiale pentru intervenţia/reacţia post cutremur. În USA, la cutremurul de la Northridge (1994), 10 spitale principale, ale căror structuri erau practic neafectate, au fost scoase din funcţiune prin avarii la **CNS**: avarierea instalaţiilor de apă, spargerea geamurilor, oscilarea puternică a corpurilor de iluminat, avarierea contragreutăţilor de la ascensoare şi întreruperea alimentării cu energie electrică.
Chiar şi în cazul clădirilor curente, avarirea unor **CNS** din categoria instalaţiilor poate face construcţia respectivă nelocuibilă pe o perioadă de timp.
Deşi ponderea importantă a avarierii **CNS** în bilanţul pierderilor totale provocate de cutremure a fost identificată de mai mult timp, acţiunea comunităţii specialiştilor a căpătat o amploare mai mare numai în ultimele trei decenii. Acest lucru s-a datorat faptului că ultimele cutremure au arătat că, în timp ce performanţele structurale ale clădirilor moderne, proiectate după coduri avansate, au fost satisfăcătoare, s-au înregistrat numeroase situaţii de avariere masivă a părţilor secundare chiar în cazul unor cutremure de intensitate moderată (de exemplu: Loma Prieta – 1989, magnitudine Richter $M_R = 7.1$ şi Northridge – 1994, $M_R = 6.7$).
În ultimele decenii studiul complex, teoretic şi experimental, al comportarii seismice a componentelor nestructurale ale construcţiilor, şi reglementarea în consecinţă a

măsurilor necesare pentru sporirea nivelului de siguranţă al acestora, au cunoscut o evoluţie rapidă.
Cu toate aceste progrese, la nivel conceptual/teoretic, se constată încă existenţa mai multor impedimente pentru aplicarea pe scară largă a acestui concept la proiectarea clădirilor noi şi a lucrărilor de intervenţie asupra clădirilor din fondul construit existent şi anume [Gunturi, S.K.V & Shah,H.C. *Mapping structural damage to monetary damage in Structural Engineering in Natural Hazard Mitigation*, Proc.ASCE Structures Congress 1993; Irvine CA,USA,] :

- absenţa unui ansamblu unitar de formulări şi, chiar, de definiţii specifice (de referinţă);
- absenţa unor coduri şi metodologii de proiectare acceptate de întreaga comunitate de specialişti (a se vedea, de exemplu, discrepanţa între nivelurile de abordare din **SR EN 1998-1** şi din reglementările americane);
- lipsa unui control unitar asupra procesului de proiectare.

Ţinând seama de caracterul de noutate al acestui Capitol şi de faptul că, în cele mai multe cazuri, inginerii proiectanţi de structuri nu sunt familiarizaţi aspectele specifice ale răspunsului seismic al **CNS** şi cu conceptele şi metodele de proiectare seismică a **CNS**, comentariile de faţă vor conţine şi multe elemente explicative/descriptive (dintre care unele au chiar aspect didactic) urmărind prin aceasta să ajute la înţelegerea elementelor care stau la baza prevederilor din Cod şi astfel să faciliteze aplicarea acestora în proiectare.

Tendinţa de diversificare a măsurilor de protecţie a **CNS** supuse acţiunii seismice, în funcţie de particularităţile constructive şi de nivelul de risc asociat, implică o analiză mai complexă decât cea cu care sunt obişnuiţi în prezent proiectanţii, analiza care iese cu mult din tiparele şi/sau din comoditatea rutinei de proiectare. Din acest motiv va fi necesar ca, în viitor, acest segment al proiectării să revină în întregime inginerilor structurişti, care, în colaborare cu arhitecţii şi cu inginerii care proiectează instalaţiile şi echipamentele mecanice din clădiri, să găsească soluţiile cele mai adecvate pentru îmbunătăţirea performanţelor seismice ale **CNS**. Este evident, totodată, că din punct de vedere practic, prin adoptarea unei astfel de metodologii de proiectare a componentelor nestructurale efortul proiectanţilor va creşte, va deveni mai complex şi, prin urmare, mai costisitor. Aceste costuri suplimentare trebuie să fie însă judecate în raport cu beneficiile incomparabil mai mari care se obţin prin limitarea avarierii elementelor nestructurale.

C10.1.1.(5) Este evident, mai ales din considerente economice, că atât protecţia elementelor nestructurale din clădirile noi cât şi intervenţiile pentru reducerea riscului din clădirile existente trebuie să fie diferenţiate în funcţie de importanţa clădirii şi de severitatea acţiunilor seismice susceptibile de a afecta clădirea pe întreaga durată de exploatare stabilită de investitor, astfel încât riscul de avarie să fie cât mai mic în condiţiile unui efort financiar raţional şi acceptabil pentru investitor.
Stabilirea nivelului de performanţă minim admisibil – *riscul admisibil* - deci cel implicit acceptat prin reglementările de proiectare, este o problemă de decizie politică corespunzătoare unei anumite etape în dezvoltarea economică a societăţii dintr-o ţară.

Pentru o construcţie, considerată individual, investitorul poate solicita proiectantului un obiectiv de performanţă prin care se realizează un grad de asigurare mai ridicat decât cel minim prevăzut de reglementările tehnice, dacă prin aceasta se obţine o minimizare a ***costului total*** ($\mathbf{C_{tot}}$) al clădirii constituit din ***costul investiţiei iniţiale*** ($\mathbf{C_i}$), ***costul lucrărilor de reparaţie/consolidare*** ($\mathbf{C_r}$) care devin necesare după cutremurele

aşteptate pe durata de exploatare prevăzută pentru clădire, şi ***costurile indirecte*** **(C_{ind})** rezultate din întreruperea funcţionării clădirii.Această idee poate fi particularizată în cazul **CNS** sub forma:

$$C_{tot,\mathbf{CNS}} = C_{i,\mathbf{CNS}} + C_{r,\mathbf{CNS}} + C_{ind,\mathbf{CNS}}$$

în care:

$C_{i,\mathbf{CNS}}$ – costul iniţial (de investiţie) al subsistemului **CNS**;

$C_{r,\mathbf{CNS}}$ – costul total al reparaţiilor/înlocuirii elementelor subsistemului **CNS** ca urmare a avarierii produse de cutremure pe toată durata de exploatare a clădirii (această valoare nu include costurile legate de reparaţiile/înlocuirile rezultate necesare din uzura normală a clădirii);

$C_{ind,\mathbf{CNS}}$ - costul indirect al avarierii **CNS** (pierderi de beneficii în funcţie de durata probabilă de *nefuncţionare* a clădirii).

În ceea ce priveşte costul iniţial al măsurilor de protecţie seismică a **CNS** trebuie să reţinem faptul că acesta este practic nesemnificativ în raport cu pagubele directe şi indirecte care se pot produce prin avarierea **CNS**.

Un studiu mai vechi din USA [Whitman, R.V, şi colab. *Seismic Design Analysis* Structures Publication no.381, MIT, March 1974] arată că pentru clădiri cu structura în cadre sporul de cost pentru protecţia CNS este numai de 1% indiferent de zona seismică a amplasamentului

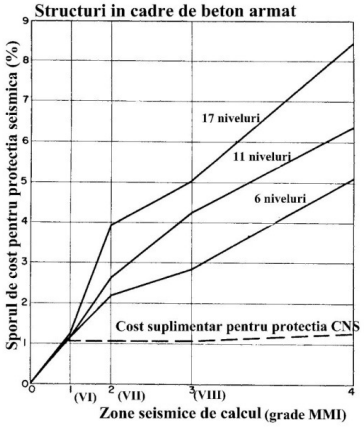


Figura C 10.1. Costul protecţiei seismice a CNS la clădirile din cadre de beton armat

Un alt exemplu al eficienţei investiţiei iniţiale este cel al unui generator electric de rezervă pentru un spital al cărui cost iniţial/de înlocuire este de 50.000 $ iar costul izolatorilor seismici şi al dispozitivului de fixare împotriva deplasării/răsturnării este de numai 250 $. [**PAHO** Pan American Health Organization *Principles of Disaster Mitigation in Health Facilities* Washington D.C. 2000].

Datorită incertitudinilor legate de manifestarea cutremurelor şi de răspunsul seismic al structurii şi al **CNS**, costurile reparaţiilor pe durata de exploatare şi pierderile indirecte trebuie considerate ca mărimi definite pe baze probabilistice (***cost total probabil***)

Efectul economic al protecţiei seismice a **CNS** depinde în mare măsură de funcţiunea clădirii care stabileşte de fapt ponderea relativă a costurilor structurii/ componentelor nestructurale/bunurilor aflate în clădire.
În figura următoare, este reprezentată structura costurilor pentru clădiri de spitale, de birouri şi de hoteluri. Din examinarea acesteia rezultă că ponderea cea mai mare în

investiţie revine mobilierului, dotărilor şi elementelor nestructurale. În consecinţă, sporuri minore de cost ale structurii (1÷2%) sunt soluţia cea mai potrivită pentru reducerea costului total probabil pe întrega durată de exploatare.[Taghavi,S & Miranda ,E. *Seismic Performance and Loss Assessment of Nonstructural Building Components* Proceedings of 7th National Conference on Earthquake Engineering, Boston., MA.,2002] [Miranda, E. *Response Assessment of Nonstructural Building Elements* PEER Report 05/2003]

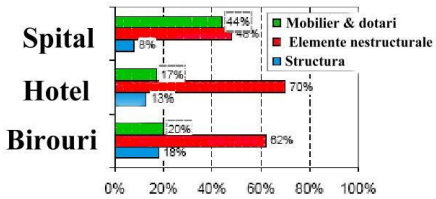
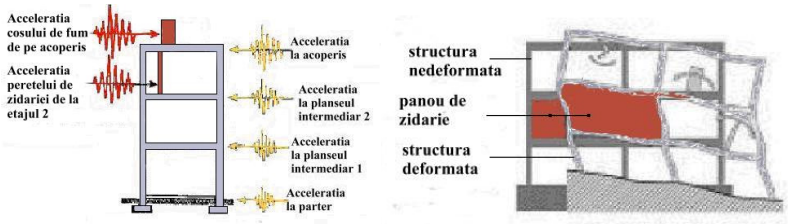


Figura C 10.2. Costurile relative ale componentelor clădirilor

C10.1.1.(6) Acţiunea seismică asupra CNS se manifestă ca:

- acţiune "directă"
- acţtiune "indirectă"

Cele două tipuri de acţiune sunt ilustrate în figura C 10.**3.**



(a) Acţiunea directă (b) Acţiunea indirectă

Figura C 10.3. Acţiunea cutremurului asupra componentelor nestructurale

Avarierea / ruperea **CNS** datorită efectului direct al cutremurului se produce prin:

- depăşirea rezistenţei materialului;
- răsturnare datorită ancorării insuficiente sau lipsei de ancorare;
- deplasare prin lunecare datorită ancorării insuficiente sau lipsei de ancorare.

Măsurile pentru reducerea riscului de avarie prin efectul direct al cutremurului constau în principal în:

- asigurarea unei ancorări corespunzătoare;
- prevederea unor măsuri constructive speciale pentru asigurarea stabilităţii (elemente/subansambluri care au ca rol asigurarea stabilităţii).

Avarierea / ruperea **CNS** prin efectul indirect al cutremurului se poate produce din una dintre următoarele cauze:

- deplasarea relativă de nivel excesivă a structurii;
- incompatibilitatea rigidităţii **CNS** cu rigiditatea structurii;
- interacţiuni necontrolate între elementele structurii şi **CNS** alăturate;
- prinderea **CNS** de două structuri (tronsoane) independente;
- prinderea **CNS** de structură în mai multe puncte.

Măsurile pentru reducerea riscului de avarie prin efectul indirect al cutremurului constau, pentru această categorie de elemente în:

- limitarea deplasărilor relative de nivel pentru structura principală;
- proiectarea **CNS** pentru a putea prelua deplasările estimate fără cedarea prinderilor şi fără avarierea componentei respective.

Din punct de vedere al cauzelor care produc avarierea lor în timpul cutremurului, **CNS** se clasifică în două grupe:

i. Componente a căror avariere se produce, în principal, prin acţiunea seismică directă (efectul forţelor de inerţie corespunzătoare produsului dintre masa **CNS** şi acceleraţia pe care aceasta o capătă în timpul cutremurului). Aceste componente sunt denumite în literatura de specialitate şi componente sensibile la acceleraţia seismică.

Afectarea **CNS** din zidărie prin efectul direct al forţelor de inerţie se poate concretiza sub una din următoarele forme:

- fisuri, crăpături, dislocări rezultate din depăşirea capacităţii de rezistenţă a componentei datorită solicitărilor produse de forţele de inerţie;
- răsturnarea sau alunecarea componentei datorită lipsei de ancorare sau a unei ancorări insuficiente (cazul componentelor rezemate în consolă - atice, parapete, balustrade, coşuri de fum şi de ventilaţie,etc).

ii. Componente a căror avariere se produce, în principal, prin acţiunea seismică indirectă (efectul deformaţiilor impuse prin deplasările laterale relative ale punctelor de prindere/de contact cu structura principală). Aceste componente sunt denumite în literatura de specialitate şi componente sensibile la deplasări impuse de mişcarea seismică.

Avarierea CNS din zidărie prin efectul indirect al acţiunii seismice poate fi provocată de una dintre următoarele cauze:

- valoare mare a deplasării relative de nivel a structurii;
- incompatibilitate între rigiditatea structurii şi cea a componentelor nestructurale din zidărie;
- interacţiuni necontrolate între elementele nestructurale din zidărie şi elementele structurale adiacente;
- prinderea elementelor nestructurale de structuri diferite (dacă rosturile de deplasare nu traversează şi CNS).

Pentru proiectarea seismică a **CNS** este importantă identificarea sensibilităţii diferitelor categorii de **CNS** la cele două categorii de efecte ale cutremurului menţionate la **C10.1.(6).** Pe baza analizelor teoretice (modelul dinamic) şi a tipului de interacţiune cu structura principală (specific fiecărei categorii de **CNS**) în tabelul următor este dată o clasificare a **CNS** din acest punct de vedere:

Tabelul **C10.1**

Categoria componentei nestructurale		Efect direct	Efect indirect
A	Componente arhitecturale		
A1	Elemente ataşate anvelopei		
	Finisaje, elemente de protecţie termică sau decoraţii din cărămidă, beton, piatră, materiale ceramice, sticlă sau similare, care au ca suport elementele de închidere, structurale sau nestructurale (elemente lipite de faţadă sau ancorate de faţadă)	**S**	**P**
	Copertine, balustrade, atice, profile ornamentale, marchize, statui, firme/reclame rezemate în consolă, antene.	**P**	----
A2	Elementele anvelopei		
	Elementele structurii proprii a anvelopei - panouri de perete pline sau vitrate, montanţi, rigle, buiandrugi, centuri şi alte elemente care nu fac parte din structura principală a construcţiei; tâmplăriile înglobate, inclusiv geamurile/sticla.	**S**	**P**
A3	Elemente de compartimentare interioară fixe sau amovibile (inclusiv finisajele şi tâmplăriile înglobate) grele sau uşoare. Placaje interioare: - din piatră , inclusiv marmura - din elemente ceramice	**S**	**P**
A4	Tavane suspendate: - aplicate direct pe structură	**P**	-----
A5	Alte elemente de construcţie		
	Scări	**P**	**S**
B1÷B4	Instalaţii		
	Echipamente, utilaje	**P**	-----
	Conducte şi tevi	**P**	**S**
C1÷C2	Echipamente electromecanice	**P**	**S**
D1÷D3	Mobilier şi alte dotări	**P**	----

P $\Rightarrow$ efect principal **S** $\Rightarrow$ efect secundar.

În cazul **CNS** sensibile la acţiunea seismică directă, interacţiunea structură/**CNS** datorată deformaţiilor/deplasărilor reazemelor are o importanţă redusă. **CNS** sensibile la acţiunea directă pot fi avariate prin lunecare, înclinare sau răsturnare (echipamentele mecanice/electrice sunt, de regulă, sensibile la acţiunea directă).

Intensitatea celor două efecte asupra **CNS** depinde şi de amploarea incursiunilor structurii în domeniul post-elastic. Pentru structurile cu ductilitate mare (proiectate pentru valori mari ale factorului de comportare **q**) valoarea acceleraţiei de nivel este mai mică decât cea corespunzătoare structurilor cu răspuns cvasielastic (orientativ cele proiectate pentru $q \leq 1.5 \div 2.0$) şi, din acest motiv, **CNS** care sunt sensibile la acţiunea

"directă" a cutremurului sunt mai puţin solicitate. În schimb, în cazul structurilor proiectate cu valori mari ale coeficientului q, **CNS** care sunt sensibile la acţiunea "indirectă" a cutremurului trebuie să poată prelua deplasări relative mai mari ale punctelor de prindere.

C10.2. Cerinţe generale de performanţă seismică specifice CNS

C10.2 (1) Identificarea principalelor categorii de avarii pe care cutremurele le produc subsistemului **CNS** şi cunoaşterea mecanismului de avariere au ca scop fundamentarea măsurilor practice de proiectare seismică.

Riscurile cauzate de avarierea **CNS** se referă la:

- siguranţa vieţii;
- pierderea totală/parţială a funcţionalităţii;
- pierderi economice de amploare (care pot cauza cheltuieli directe şi /sau indirecte mari în raport cu valoarea de investiţie).

În funcţie de consecinţele pe care le poate avea avarierea lor, **CNS** ale clădirilor se pot clasifica în patru mari categorii, după cum urmează:

a) Elemente sau subansambluri a căror avariere poate afecta siguranţa vieţii persoanelor din exteriorul clădirii, poate bloca accesele în clădire şi/sau poate provoca pagube materiale clădirii şi terţilor:
   - pereţi exteriori nestructurali (faţade grele şi uşoare/pereţi cortină), inclusiv placajele/finisajele şi decoraţiile ataşate acestora, copertinele de la intrări;
   - elemente de protecţie termică de pe pereţii structurali din beton armat;
   - elemente decorative sau ataşate pe faţade: parapeţi, jardiniere, firme, antene şi similare;
   - elemente de construcţie aflate la nivelul acoperişului: lucarne, cornişe, atice, coşuri de fum şi de ventilaţie, piese ale învelitorilor ceramice;
   - garduri de incintă.
b) Elemente sau subansambluri a căror avariere poate afecta siguranţa vieţii persoanelor din interiorul clădirii, poate împiedica accesul echipelor de intervenţie sau evacuarea în siguranţă a clădirii:
   - pereţi interiori de compartimentare, în special cei de pe căile de acces şi/sau de evacuare;
   - tavane suspendate, inclusiv corpurile de iluminat;
   - instalaţii sau echipamente a căror avariere poate provoca accidente: boilere, cazane sub presiune, transformatoare electrice, etc.
c) Elemente sau subansambluri a căror avariere poate conduce la scoaterea din funcţiune a unor clădiri cu funcţiuni esenţiale (de exemplu, în cazul spitalelor, centrelor de comunicaţii, etc.). Componentele nestructurale din această categorie (aparatura specifică, reţelele de alimentare, mobilierul tehnologic) trebuie să fie identificate, în fiecare clădire în parte, de către specialiştii utilizatori.
d) Elemente sau subansambluri a căror avariere poate provoca numai pagube materiale legate de înlocuirea/repararea lor şi/sau de întreruperea activităţii în clădire pe durate diferite de timp.

Inventarierea avariilor specifice, pentru principalele categorii de **CNS**, este prezentată în cele ce urmează pe baza datelor din [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 356: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings.* (1998)] şi a fost întocmită prin numeroase cercetări in-situ după cutremurele din trecut.

- Tavane suspendate: căderea panourilor, avarii pe contur, separarea nervurilor principale de cele transversale.
- Tavane din tencuială (ipsos): cădere parţială/totală, desfacere locală.
- Zidării de faţadă: căderea zidurilor, avarierea panourilor şi a prinderilor, spargerea geamurilor, căderea placajelor.
- Decoraţii, ornamente: avarii care conduc până la riscul de cădere a unor piese masive, grele.
- Pereţi tencuiţi sau placaţi cu panouri de ipsos: fisurare, crăpături, dislocări.
- Pereţi despărţitori amovibili: răsturnare, deplasare.
- Planşee înălţate (ridicate): cădere, separarea între module.
- Elemente înglobate în tavane suspendate (corpuri de iluminat, guri de ventilaţie, sprinklere): căderea din tavanul suspendat, ruperea capetelor sau conductelor de apă.
- Pereţi de închidere şi despărţitori din zidărie nearmată: desfacerea şi căderea zidurilor şi parapeţilor, căderea molozului de la pereţii despărţitori.
- Boilere: lunecarea, ruperea conductelor de gaz sau motorină, ruperea sau îndoirea ţevilor de abur şi a supapelor de avarie.
- Instalaţii de răcire: lunecarea, răsturnarea, ieşirea din funcţiune, pierderea lichidului de răcire.
- Generatoare electrice de urgenţă (de rezervă): avarierea izolatorilor de vibraţii, ruperea legăturilor de alimentare (motorină, energie, linii de comandă), pierdere capacităţii de funcţionare, ruperea liniilor de transmitere.
- Pompe pentru apa de incendiu: ruperea buloanelor de ancoraj, modificarea poziţiei pompei în raport cu motorul, ruperea conductelor.
- Rezervoare locale: avarierea vasului, ruperea conductelor/ţevilor.
- Echipamente de comunicaţii: alunecare, răsturnare, răsucire care produce ieşirea din funcţiune.
- Transformatori principali: alunecare, pierderea uleiului, ruperea/avarierea izolatorilor, ieşirea din funcţiune.
- Panouri electrice principale: alunecarea sau răsturnarea, spargerea sau avarierea ţevilor sau barelor colectoare.
- Ascensoare (cu tracţiune): ieşirea contragreutăţii de pe şine, ieşirea cablurilor de pe scripete, dislocarea echipamentelor.
- Alte echipamente fixe: alunecare sau răsturnare, ieşirea din funcţiune, avarierea echipamentelor alăturate.
- Canalizări: rupere, separare, pierderi de lichid, pierderea aburilor.
- Ţevi, conducte: rupere, pierderi de lichid.

C10.2 (2) O formulare mai concretă a cerinţelor de performanţă ale **CNS** este posibilă în cadrul concepţiei generale pe proiectare seismică pe baza conceptului de performanţă (engl.***PBSD*** ⇒*Performance based seismic design*).

Gradul de avarie maxim probabil după producerea unui cutremur defineşte nivelul de performanţă seismică al clădirii.

Gradul de avariere se referă la atât la elementele structurii (**ES**) cât şi la componentele nestructurale (**CNS**) şi se defineşte prin natura, amploarea şi consecinţele avariilor (pierderilor).

Astfel în SUA, în conformitate cu prevederile stabilite de [**SEAOC** *Performance –Based Seismic Engineering.*Vision 2000 Committee, Sacramento. 1995] şi cu recomandările [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 450: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings.* (2003)] se definesc patru niveluri de performanţă, primele două fiind legate de starea limită de serviciu (**SLS**) şi celelalte legate de starea limită ultimă (**ULS**).

Cerinţele de performanţă legate de (**SLS**) sunt definite după cum urmează :

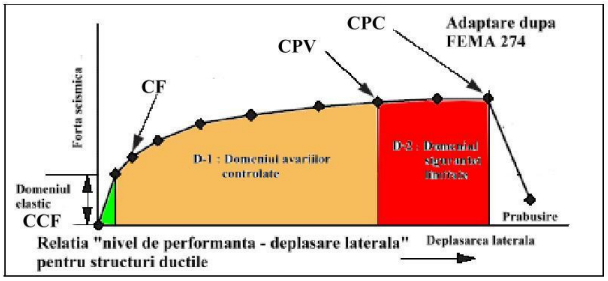
1. ***Clădire complet funcţională (CCF)*** : clădire cu avarii neglijabile, care continuă să funcţioneze normal, inclusiv instalaţiile, echipamentele şi dotările.

2. ***Clădire funcţională (CF)***: clădire cu avarii minore şi întreruperi de scurtă durată ale serviciilor/utilităţilor neesenţiale, dar care poate fi folosită normal.

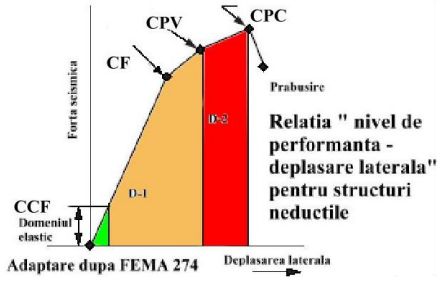
Deoarece elementele subsistemului **CNS** asigură funcţionalitatea clădirii, este evident că realizarea acestor două niveluri de performanţă depinde, în primul rând, de comportarea subsistemului **CNS** sub acţiunea cutremurului.

În cazul **CNS** care sunt sensibile la acţiunea indirectă a cutremurului, performanţa seismică a acestora depinde, evident, şi de performanţa seismică a structurii.Nivelul de performanţă *clădire complet funcţională* este asociat solicitărilor pentru care incursiunile dincolo de limita domeniului elastic de comportare a materialelor sunt întâmplătoare. În cazul structurilor ductile, după depăşirea limitei de *clădire funcţională* (CF) există un interval lung de deformare, între CF şi CPV, în care avariile sunt apreciate ca fiind controlabile (în consecinţă şi avarierea **CNS** nu este excesivă). [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 274: *NEHRP Commentary on theGuidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, october 1997]

În cazul structurilor cu comportare neductilă (proiectate cu factori de comportare relativ mici) domeniul în care se poate afirma că avarierea **CNS** nu este excesivă (între CF şi CPV) este mult mai restrâns.



(a)



(b)

Figura C 10.4. Domeniul avariilor controlate la structuri ductile (a) şi neductile (b)

Descrierea comportării generale a subansamblului **CNS**, pentru fiecare dintre cele patru niveluri de performanţă seismică (**NPS**) ale clădirii, a fost formulată în documentul [**SEAOC** *Performance –Based Seismic Engineering.*Vision 2000 Committee, Sacramento. 1995] după cum urmează:

I. Complet funcţional /operaţional: Se produc numai avarii minore ale **CNS** care continuă să funcţioneze, iar clădirea este disponibilă pentru utilizarea normală. Reparaţiile cu caracter local şi izolat, dacă sunt necesare, pot fi executate oricând doreşte beneficiarul. Satisfacerea acestui nivel depinde şi de caracteristicile echipamentelor (***calificarea seismică***) şi de calitatea montajului.Uneori este necesară existenţa/funcţionarea alimentării de rezervă cu energie electrică.

II. Funcţional: **CNS** se află în siguranţă şi, dacă sursele de alimentare respective sunt disponibile, cele mai multe dintre acestea pot funcţiona. Sistemele vitale (*Life Safety Systems*) sunt operaţionale.
Se produc avarii uşoare la unele **CNS**, câteva geamuri sparte, unele echipamente pot ieşi din functiune. Căile de acces şi echipamentele pentru siguranţa vieţii rămân n general disponibile şi funcţionale (dacă alimentarea cu energie funcţionează). Reparaţiile, uneori mai numeroase, pot fi însă, începute oricând doreşte beneficiarul.

Riscul de rănire/pierderea vieţii datorit avariilor **CNS** este foarte scăzut. Dacă structura nu are avarii grave, ocupanţii pot rămâne în siguranţă în clădire dar, uneori, în condiţii de confort redus.

III. Protecţia vieţii: Se produc avarii semnificative ale **CNS**. Acestea sunt în siguranţă din punct de vedere al stabilităţii şi al rezistenţei, dar este posibil ca, în cele mai multe cazuri, instalaţiile şi echipamentele să nu funcţioneze.
Se produc avarii extinse si costisitoare ale **CNS** care necesită timp lung pentru refacere, dar nu se produc dislocări şi căderi sistematice. Căile de acces pot fi parţial blocate de moloz sau de unele

elemente de construcţie căzute. Se pot produce şi alte degradări semnificative ale clădirii prin avarierea instalatiilor: inundarea, incendii.

Pot fi persoane rănite prin căderea **CNS** dar riscul de pierdere a vieţii este, în general, foarte scăzut, atât la interiorul clădirii cât şila exterior.

IV. Precolaps: Este posibil ca multe **CNS** să fie dislocate sau să aibă prinderile rupte/avariate şi din acest motiv să prezinte un risc major de prăbuşire şi deci, pericol pentru siguranţa vieţii.

În clădirile corect proiectate elementele grele/masive care reprezintă pericole grave în cazul în care se prăbuşesc sunt asigurate şi nu cad în zonele unde sunt posibile aglomerări de persoane. La acest nivel de avariere nu se poate asigura protejarea căilor de acces şi nici a instalaţiilor pentru siguranţa vieţii (instalaţiile de stingere a incendiilor, de exemplu).

C10.2.(4) Proiectarea seismică conform acestui capitol se aplică în teritoriu, diferenţiat în funcţie de:

- severitatea hazardului seismic la amplasament (acceleraţia a_g);
- clasa de importanţă a clădirii
- riscul care rezultă din avarierea unei anumite clase de CNS (în principal riscul pentru siguranţa vieţii)

C10.2.(5) Exceptările menţionate la acest punct au în vedere existenţa unui risc redus pentru siguranţa vieţii rezultat din coroborarea următoarelor considerente:

- nivelul de solicitare scăzut ;
- inexistenţa unui pericol public în cazul avarierii;
- clasa de importanţa inferioară a clădirilor (pentru care nu se cere funcţionarea continuă şi care nu adăpostesc aglomerări de persoane);
- inexistenţa unor riscuri speciale (deversare de lichide sau aburi cu temperatură sau presiune ridicate sau a altor substanţe periculoase).

În plus pentru toate componentele **B÷D** (cu excepţia **B4**) pentru care $\gamma_{CNS} \leq 1$, s-a avut în vedere că, prin limitarea greutăţii şi a înălţimii de montare, aceste elemente nu constituie pericol pentru siguranţa vieţii în cazul în care se răstoarnă sau se deplasează din poziţia în care sunt montate.

C10.3. Bazele calculului seismic al componentelor nestructurale

Actuala ediţie a Codului P100-1 are la bază valori mai ridicate cu 25% ale acceleraţiilor seismice de proiectare faţă de cele din P100-1/2006, pentru toate locaţiile care se află sub incidenţa cutremurelor intermediare din Vrancea şi a cutremurelor superficiale din Banat. Pentru aceste zone acceleraţia seismică de proiectare este a_g = 0.20g ÷ 0.40g ceea ce măreşte, direct proporţional, valoarea forţei seismice pentru care trebuie proiectate CNS. Aceste valori corespund unui interval mediu de recurenţă de circa 225 de ani şi servesc pentru calculul CNS la starea limită ultimă de stabilitate şi de rezistenţă. Pentru calculul la starea limită de serviciu (SLS) se foloseşte o fracţiune (ν) din valoarea a_g corespunzătoare amplasamentului, diferenţiată în raport de riscul potenţial care decurge din avarierea diferitelor categorii de componente nestructurale.

Creşterea forţei seismice proporţional cu creşterea acceleraţiei de proiectare a fost compensată parţial prin reducerea coeficienţilor de siguranţă pentru unele materiale având vedere faptul că intervalul mediu de recurenţă al cutremurului de proiectare a crescut de la 100 de ani la 225 de ani (probabilitatea de producere în cursul existenţei construcţiei a cutremurului de proiectare a scăzut). Au fost însă introduse prevederi mai severe pentru protecţia componentelor esenţiale din clădirile din clasa I de importanţă şi pentru toate componentele care prezintă risc pentru siguranţa vieţii. Prevederile sunt mai severe pentru zonele cu valori ridicate ale acceleraţiilor ($a_g \geq 0.30g$) pentru care experienţa naţională şi internaţională este mai redusă. În orice caz, sporirea acceleraţiei seismice de proiectare va conduce, în multe situaţii, la creşterea dimensiunilor unor elemente (sporirea grosimii pereţilor nestructurali) şi la creşterea dimensiunilor prinderilor şi la necesitatea unor măsuri constructive mai stricte atât pentru elementele de construcţie cât şi pentru instalaţii şi echipamente.

Totodată va rezulta şi un efort suplimentar din partea proiectaţilor pentru calcule şi detaliere.

C10.3.1. Principii şi metode de evaluare a forţei seismice de proiectare pentru CNS

C10.3.1(2) Calculul mai exact al **CNS** la acţiunea seismică se poate face folosind diferite procedee de analiză dinamică directă, bazate pe principiile dinamicii structurilor elastice. Calculul are ca scop determinarea acceleraţiei seismice a **CNS** amplasate într-o construcţie în vederea evaluării forţelor seismice de proiectare.

Complexitatea acestor procedee/metode variază în limite largi în funcţie de modelul de calcul şi de procedeul analitic folosit.

Calculul bazat pe un model complet al sistemelor "structură +**CNS**", efectuat prin analiză modală sau prin integrarea directă a ecuaţiilor de mişcare, prezintă dificultăţi deosebite care îl fac, practic, inaplicabil în proiectarea curentă. În plus, aşa cum este menţionat şi în literatura de specialitate, datorită numărului mare de grade de libertate ale sistemului compus şi a diferenţelor mari între masa structurii şi masa **CNS**, rezultatele obţinute printr-un astfel de procedeu nu au întotdeauna un grad de încredere satisfăcător.

O posibilitate de eliminare a dificultăţilor şi a incertitudinilor semnalate este decuplarea celor două sisteme dinamice – structura şi **CNS** - adică determinarea separată a răspunsului structurii principale şi folosirea acestuia ca acţiune exterioară pentru calculul **CNS**. Un astfel de procedeu presupune determinarea variaţiei în timp a acceleraţiei seismice la nivelul de rezemare / prindere al **CNS** (*accelerograma de etaj*) şi utilizarea acesteia pentru calculul acceleraţiei seismice a **CNS** considerată ca sistem dinamic independent. Aplicarea acestui procedeu nu evită însă integrarea directă a ecuaţiilor de mişcare pentru structură şi **CNS** dar elimină dificultăţile şi incertitudinile semnalate în cazul modelului complet.

Notă. *Accelerograma de etaj* poate fi obţinută direct la clădirile instrumentate seismic, dar numai la nivelurile la care este montată aparatura.

Argumentele de mai sus justifică şi explică utilizarea extrem de limitată în practica curentă a celor două procedee menţionate în acest aliniat.

C10.3.1.1. Metoda spectrelor de etaj

Grupul de procedee cunoscut în literatură sub denumirea de "metoda spectrelor de răspuns de etaj" permite simplificări ale calculelor pentru stabilirea acceleraţiei **CNS** cu grad de precizie acceptabil în limite largi.

Calculul spectrelor de răspuns de etaj implică parcurgerea următoarelor etape:

1. Determinarea variaţiei în timp a acceleraţiei seismice la nivelul planşeului pe care este fixată **CNS** (*accelerograma de etaj*) prin integrarea directă a ecuaţiei de mişcare a structurii sub acţiunea unei accelerograme înregistrate sau a unei accelerograme artificiale compatibile cu spectrul de răspuns al acceleraţiei terenului la amplasament.
2. Determinarea spectrului de răspuns de etaj prin metodologia obişnuită folosind ca acţiune accelerograma de etaj.
3. Determinarea spectrului de răspuns al **CNS** pe baza caracteristicilor dinamice ale acesteia folosind spectrul de răspuns de etaj.

În cazul în care se urmăreşte numai determinarea răspunsului **CNS** la o singură mişcare seismică, aplicarea procedeului descris mai sus este relativ simplă şi rapidă. Dacă însă se doreşte să se ţină seama de incertitudinile legate de manifestarea acţiunii seismice şi de proprietăţile dinamice ale structurii aplicarea metodei devine de

asemenea laborioasă. În acest caz este necesar ca determinarea spectrului de răspuns de etaj să fie realizată prin prelucrarea statistică a rezultatelor obţinute cu un număr suficient de mare de accelerograme de etaj, generate, la rândul lor, folosind un pachet de accelerograme artificiale, şi ţinând seama de variabilitatea statistică a proprietăţilor dinamice ale structurii (perioadele proprii de vibraţie şi amortizarea structurală). În felul acesta se obţine un spectru de etaj *netezit*, cu valori medii şi abateri standard cunoscute.

Acest demers este însă de asemenea greoi şi consumă mult timp pentru analizele dinamice şi practic nu este folosit nici în cazul unor construcţii excepţionale (cum sunt centralele nucleare).

Pentru eliminarea, cel puţin parţială, a dificultăţilor semnalate, au fost căutate variante ale acestei metode care să evite integrarea directă a ecuaţiilor de mişcare ale clădirii.

Aceste metode permit – cu anumite simplificări - determinarea directă a spectrului de răspuns de etaj, pornind de la un spectru dat al mişcării terenului, numai pe baza proprietăţilor dinamice ale structurii principale. Evident, este raţional ca spectrul mişcării terenul să fie, la rândul său, determinat ca spectru *netezit* bazat pe un număr suficient de mare de accelerograme artificiale.

Pentru proiectarea curentă, în locul spectrului *netezit* al mişcării terenului, obţinut prin integrare directă a unui pachet de accelerograme, se poate folosi *spectrul de răspuns elastic* pentru amplasamentul respectiv stabilit prin reglementările tehnice specifice (*spectrul elastic de Cod*).

Calculul mai exact al forţelor seismice care se exercită asupra componentelor nestructurale este recomandat în special în cazul clădirilor înalte pentru care trebuie avut în vedere şi fenomenul de "cvasi rezonanţă al frecvenţelor proprii al CNS şi ale unor perioade de vibraţie de ordin superior ale clădirii [Petrovici, R., *Calculul seismic al componentelor nestructurale din clădiri înalte* - Conferinţa Naţională AICPS 2008]. Din punct de vedere al facilităţii de aplicare şi chiar al preciziei rezultate, avantajele metodelor care folosesc spectrul de etaj determinat din spectrul elastic de cod sunt însă suficiente pentru a justifica folosirea lor în practica de proiectare.

C10.3.1.2. Metoda forţelor statice echivalente

C10.3.1.2.(2) În marea majoritate a reglementărilor contemporane valoarea forţei static echivalentă acţiunii seismice este exprimată în funcţie de cinci parametri sub forma:

$$F_{CNS} = \frac{C_1 C_2 C_3 C_4}{C_5} G_{CNS} = c_{CNS} G_{CNS}$$

unde c_{CNS} este un coeficient seismic global pentru componenta respectivă.
În formula de mai sus semnificaţia coeficienţilor $C_1 \div C_5$ este următoarea (în paranteze sunt date notaţiile din acest Cod):
C_1 - coeficient care reprezintă acţiunea seismică la amplasament (a_g);

C_2 - coeficient de amplificare a acceleraţiei terenului la nivelul de prindere al **CNS** (K_z);

C_3 - coeficient de amplificare dinamică al **CNS** (β_{CNS});

C_4 - coeficient de importanţă al **CNS** (γ_{CNS});

C_5 - coeficient de modificare (reducere) a efectului forţei seismice pentru **CNS** (q_{CNS}).

După cum se vede, relaţia (**10.1**) din Cod acoperă integral structura formulei generale pentru calculul $F_{CNS.}$ În standardul **SR EN 1998 -1** forţa seismică static echivalentă pentru **CNS** este dată de o formulă în care se regăsesc toţi parametrii exprimaţi prin coeficienţii $\mathbf{C_1 \div C_5}$ dar fără a fi explicitaţi ca atare.

$$F_{CNS} = \frac{S_{CNS} W_{CNS} \gamma_{CNS}}{q_{CNS}}$$

unde notaţiile sunt următoarele:

S_{CNS} - coeficient seismic pentru **CNS**

W_{CNS} - greutatea **CNS**

γ_{CNS} - coeficientul de importanţă al **CNS**

q_{CNS} - coeficientul de comportare al **CNS**

Coeficientul S_{CNS} are expresia:

$$S_{CNS} = \alpha S \left[\frac{3\left(1+\frac{z}{H}\right)}{1+\left(1-\frac{T_{CNS}}{T_0}\right)^2} - 0.5 \right] = \alpha S C_{2+3}$$

Aşa cum se poate constata, coeficientul notat $\mathbf{C_{2+3}}$ ţine seama simultan de amplificarea acceleraţiei terenului pe înălţimea clădirii - coeficientul $\mathbf{C_2}$ din (**C10.2**) - şi de amplificarea dinamică dată de raportul între perioada proprie a **CNS** şi perioada modului fundamental de vibraţie al structurii - coeficientul $\mathbf{C_3}$ din (**C10.2**).

În formula S_{CNS} notaţiile sunt:

α - raportul dintre acceleraţia seismică de proiectare şi acceleraţia gravitaţiei (analog coeficientului K_s din **P100-92**);

S - coeficient care ţine seama de natura terenului (S ≡ 1.0 în actuala ediţie **P100-1**);

T_{CNS} - perioada proprie a **CNS**;

T_0 - perioada modului fundamental de vibraţie al structurii.

În relaţia (10.1) din **P100-1**, coeficientul $\mathbf{K_z}$ ia în considerare faptul că acceleraţia terenului se amplifică pe înălţimea clădirii ca urmare a mişcării oscilatorii a acesteia. În consecinţă, componentele nestructurale aflate la înălţimi diferite în raport cu baza clădirii vor avea acceleraţii diferite, care cresc de la bază spre vârf.

În cazul în care se face un calcul dinamic complet al clădirii, valoarea acceleraţiei fiecărui planşeu poate fi determinată exact pentru a servi ca bază pentru calculul forţei care solicită **CNS** de la fiecare nivel.

Deoarece efectuarea calculului dinamic nu este justificată pentru toate categoriile de construcţii (a se vedea Comentariul **C10.3.1(2)**), reglementările tehnice prevăd relaţii

simplificate pentru evaluarea acceleraţiei seismice la diferite niveluri pe înălţimea construcţiei.

Toate aceste relaţii se bazează pe ipoteza simplificatoare conform căreia creşterea acceleraţiei pe înălţimea clădirii este proporţională cu cota (z) peste secţiunea de încastrare. Această secţiune este considerată la faţa superioară a fundaţiilor sau, în cazul clădirilor cu subsol rigid, la nivelul superior al plăcii peste subsol.

În felul acesta variaţia acceleraţiei seismice pe înălţimea clădirii (K_z) are o formă trapezoidală exprimată prin relaţia :

$$K_z = 1 + m\frac{z}{H}$$

Relaţia din **SR EN 1998-1** se poate reduce de asemenea, la limită la aceiaşi formă deoarece în cazurile curente, componentele nestructurale sunt mult mai rigide decât structura (cu excepţia unor conducte sau elemente similare) şi, ca atare, avem $T_{CNS} << T_0$. Prin urmare, în acest caz, se poate accepta că raportul T_{CNS}/T_0 tinde către zero şi, prin urmare, rezultă cu suficientă precizie că valoarea coeficientului $\mathbf{C_{2+3}}$ este dată de aceiaşi ecuaţie cu m = 1.5

$$C_{2+3} = 1.5\left(1 + \frac{z}{H}\right) - 0.5 \equiv 1 + 1.5\frac{z}{H}$$

ceea ce conduce la $C_{2,max}$ = 2.5 pentru z = H
Pentru alte reglementări de referinţă, relaţiile care exprimă amplificarea pe înălţimea clădirii sunt:

- UBC 97 $\Rightarrow C_2 = 1 + 3\frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,max}$ = 4.0 pentru z = H
- IBC 2003 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2\frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,max}$ = 3.0 pentru z=H
- Japan Standard 1992 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2.3\frac{z}{H} \Rightarrow C_{c,max}$ = 3.3 pentru z=H
- NZS 4203:1992 $\Rightarrow C_2 = 1 + 2\frac{z}{H} \Rightarrow C_{2,max}$ = 3.0 pentru z =H
- IS 1893 $\Rightarrow C_2$ = constant $\Rightarrow C_{2,max}$ = 1.0 pentru z = H

Menţionăm că valorile propuse în toate documentele **FEMA** sunt rezultate din prelucrarea statistică a unui număr foarte mare de înregistrări. Acumularea unui volum mare de date a fost posibilă deoarece montarea aparaturii de înregistrare este obligatorie în USA pentru toate clădirile înalte.

La data ultimului cutremur semnificativ (mai 1990) în România exista numai un număr mic de clădiri instrumentate având fiecare câte un aparat la bază şi unul la ultimul nivel (etaj complet sau etaj tehnic, parţial). Din nefericire, atât la cutremurul din 1986 cât şi la cele două cutremure din 1990, aparatele au funcţionat numai parţial.

Valorile amplificărilor la vârful clădirii, K_{zH}, înregistrate la clădirile instrumentate din România, sunt date în tabelul **C10.2** alcătuit pe baza datelor din [Demetriu,S. *Identificarea parametrilor modali ai construcţiilor instrumentate seismic utilizând înregistrări la cutremurele vrâncene* A doua conferinţă naţională de inginerie seismică, Bucureşti, noiembrie 2001]**.**

Tabelul C 10.2.

Valori K_{zH}	Cutremurul			Toate datele
	30.08.1986	30.05.1990	31.05.1990	
	8 înreg.	12 înreg.	10 înreg.	30 înreg.
max	4.43	4.98	2.76	4.98
min	1.51	1.64	1.44	1.44
medie	2.53	2.64	2.01	2.40
σ	0.89	1.11	0.47	0.90
v	0.35	0.42	0.23	0.38
medie + σ	3.42	3.75	2.48	3.30

După cum se poate constata, unele valori K_{zH} depăşesc cu circa 35÷50% valoarea "medie+σ" pentru ansamblul celor 30 de înregistrări dar aceasta (K_{zH} = 3.30) este superioară cu numai 10% celei date de recomandările americane (K_{zH} = 3.00) şi din acest considerent a fost preluată în prezentul Cod (figura **C10.5**) [Petrovici, R. *P100-1 Prevederi specifice pentru componentele nestructurale ale onstrucţiilor. Alinierea la principiile şi regulile de proiectare din FEMA 450 / IBC2003 (USA). Asemănări şi deosebiri faţă de Eurocode 8.* Conferinţa Naţională AICPS 2006].

Rezultatele individuale, pe cele trei clădiri la care ambele aparate au funcţionat la toate cele trei cutremure, prezintă de asemenea variaţii foarte mari de la un cutremur la altul (tabelul **C10.3**). Cauzele acestei variaţii şi ale valorilor deosebit de mari înregistrate în unele cazuri trebuie căutate, fără îndoială, în compoziţiile spectrale ale celor trei cutremure – pe amplasamentele respective - corelate cu caracteristicile dinamice ale clădirilor pe care s-au făcut înregistrările.

Tabelul C10.3

Clădirea	Inălţime	Direcţia	Cutremurul		
			30.08.1986	30.05.1990	31.05.1990
Brăila	S+P+	L	2.40	2.30	1.51
Bloc Unirea	11E + ET	T	4.43	2.60	1.58
Galaţi	S+P+	L	2.73	1.80	2.76
Ţiglina -Bloc I1	10E + ET	T	1.82	1.88	1.81
Ploieşti -Vest	S+P+	L	2.68	4.65	2.48
Bloc 149 C	10E + ET	T	2.03	4.98	2.50

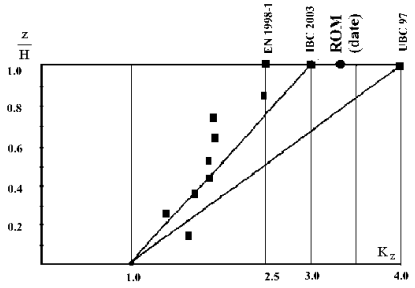


Figura C 10.5. Variaţia acceleraţiei seismice pe înălţimea clădirii

[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 450: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings.* (2003)]

Rezultă în mod evident, că pentru clarificarea acestei probleme este necesară obţinerea unui număr cât mai mare de înregistrări şi pentru aceasta se impune intensificarea eforturilor pentru echiparea cât mai multor clădiri cu cel puţin două aparate de înregistrare. În acest scop această ediţie a Codului **P100-1** prevede obligativitatea echipării cu aparate de înregistrare a clădirilor mai înalte de 50 m situate în zone seismice cu acceleraţia de proiectare $a_g \geq 0.25g$. Necesitatea continuării acumulării datelor asupra variaţiei acceleraţiei pe înălţimea clădirii este evidentă deoarece unele măsurători contrazic flagrant ipoteza variaţiei liniare aşa cum rezultă din figura C 10.6.

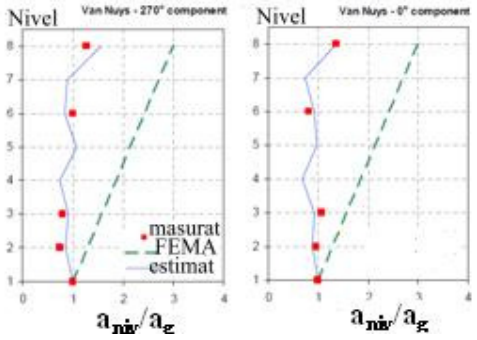


Figura C 10.6. Variaţia acceleraţiei pe înălţimea clădirii înregistrată la clădirea Van Nuys

C10.3.1.2.(3) În cazul componentelor rezemate în consolă, în formula pentru calculul valorii K_z se introduce valoarea cotei de rezemare (z_{inf})

C10.3.1.2.(4) Limitarea superioară / inferioară a valorii forţei seismice echivalente este necesară pentru evitarea subdimensionării/ supradimensionării **CNS** şi a prinderilor acestora de structura principală a clădirii.

1^o Limita superioară - relaţia (**10.2**) - a fost stabilită pentru a se evita obţinerea din relaţia (**10.1**) a unor forţe nejustificat de mari, pentru unele componente aflate la partea superioară a clădirii.

Din coroborarea relaţiilor (**10.1**) şi (**10.2**) rezultă limitarea

$$\frac{\beta_{CNS}}{q_{CNS}} K_z \leq 4.0$$

Pentru pereţii nestructurali interiori din zidărie simplă care nu sunt fixaţi de structura principală la partea superioară (de exemplu unii pereţi de la grupurile sanitare), în

tabelul **10.1** se dau valorile: β_{CNS} = 2.5 şi q_{CNS} = 1.5 şi forţa seismică obţinută din relaţia (**10.1**) are valoarea $F_{CNS} = 1.66\gamma_{CNS}K_z a_g m_{CNS}$. Rezultă deci că forţa maximă impusă de relaţia (**10.2**) este depăşită pentru valorile $K_z \geq 2.4$ sau, altfel spus, pereţii aflaţi la cote z≥ 0.7 H vor fi proiectaţi pentru valoarea maximă a forţei dată de (10.2) şi nu pentru forţele rezultate din aplicarea relaţiei generale de calcul (10.1) - graficul 1 din figura **C10.7.**

2^o Limita inferioară - relaţia (**10.2**) - a fost stabilită pentru a se asigura o forţă minimă de calcul corespunzătoare practicii curente, în special pentru unele componente situate la nivelurile inferioare ale clădirii.

De exemplu, în cazul elementelor anvelopei, pentru care tabelul 10.1 stabileşte β_{CNS} = 1.0 şi q_{CNS} = 2.5 forţa seismică obţinută din aplicarea relaţiei (10.1) are valoarea $F_{CNS} = 0.4\ \gamma_{CNS}K_z a_g m_{CNS}$. Rezultă deci că forţa minimă de proiectare impusă de (10.2) nu este atinsă pentru valori $K_z \leq 1.875$ adică pentru componentele fixate la cote z ≤ 0.45 H şi ca atare elementele anvelopei situate sub acest nivel trebuie să fie calculate pentru forţa seismică minimă din (10.3) şi nu pentru valoarea mai mică a forţei care rezultă din aplicarea relaţiei generale (10.1) - graficul 2 din figura **C10.7**.

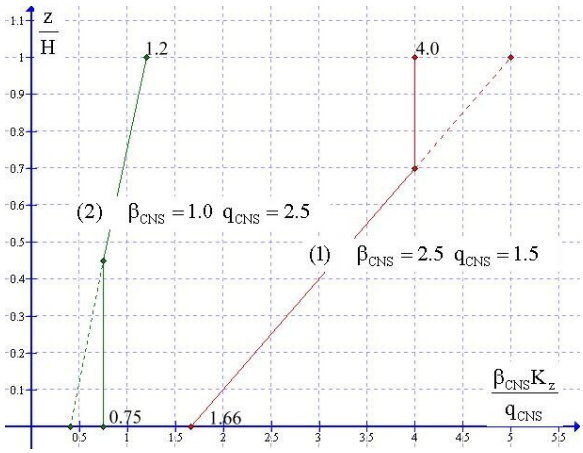


Figura C 10.7. Limitări ale forţei seismice convenţionale pentru CNS

[Petrovici, R. *P100-1 Prevederi specifice pentru componentele nestructurale ale construcţiilor Alinierea la principiile şi regulile de proiectare din FEMA 450 / IBC2003 (USA). Asemănări şi deosebiri faţă de Eurocode 8.* Conferinţa Naţională AICPS 2006]

În **SR EN 1998-1** nu sunt date limitări superioare/inferioare ale forţei seismice echivalente care rezultă din formula (**C10.3**). Din acest motiv survin unele situaţii care vor necesita o analiză mai atentă :

- pentru cazurile în care $T_{CNS} \cong T_0$ amplificările sunt mari în raport cu cele din normele americane;
- pentru cazurile în care $T_{CNS} > 2T_0$ scăderea forţei seimice echivalente este deosebit de importantă astfel încât multe **CNS** nu mai sunt proiectate la o forţă semnificativă (în cazul clădirilor ***rigide*** cu $T_0 \cong 0.3 \div 0.5$ sec, componentele nestructurale cu perioade $T_{CNS} = 0.8 \div 1.20$ sec ar trebui să fie calculate la forţe convenţionale uneori nesemnificative).

Pe baza argumentelor de mai sus, în Codul **P100-1,** s-au prevăzut limitări similare celor din recomandările **FEMA**.

C10.3.1.2.(6) Forţa seismică echivalentă folosită pentru calculul eforturilor secţionale de proiectare are aceiaşi distribuţie ca şi masa **CNS** considerată pentru determinarea ei.

Pentru elementele a căror masă este distribuită liniar (care por fi modelate ca elemente de tip "bară") forţa seismică va fi de asemenea considerată ca încărcare uniform distribuită (a se vedea *Exemplul de calcul E 10.8*). Idem, în cazul elementelor care pot fi modelate ca plăci.

În unele cazuri particulare, distribuţia masei poate fi mai complexă, cum este, de exemplu, cazul unui perete nestructural cu masa uniform distribuită pe care este suspendat un obiect greu a cărui masă poate fi considerată concentrată într-un număr restrâns de puncte. În această situaţie forţa seismică echivalentă se determină pentru fiecare masă în parte iar efectele secţionale respective se însumează pentru obţinerea celei mai defavorabile situaţii de solicitare (figura C 10.**8**).

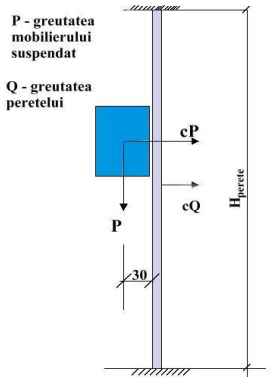


Figura C 10.8. Forţe seismice convenţionale perpendiculare pe planul unui perete nestructural

Pentru verificarea siguranţei, forţa seismică echivalentă va fi considerată acţionând pe direcţia cea mai defavorabilă pentru componenta respectivă (de exemplu, perpendicular pe planul peretelui / aticului sau pe direcţia de rezistenţă minimă în cazul unui coş de fum, etc). Pentru unele **CNS** sunt necesare şi ipoteze mai complexe de aplicare a forţei seismice, în care se iau în considerare atât componenta verticală cât şi cea orizontală a forţei seismice (a se vedea *E 10.8*).

C10.3.1.3. Coeficienţi de calcul

C10.3.1.3.1 Factorul de importanţă pentru CNS (γ_{CNS})

Factorul de importanţă γ_{CNS} corectează valorile răspunsului seismic pentru a ţine seama de:

- consecinţele unei eventuale prăbuşiri/avarii a **CNS** pentru viaţa oamenilor, pentru siguranţa publică şi pentru funcţionarea anumitor clădiri în perioada imediat următoare unui cutremur ;
- urmările sociale şi economice ale unui astfel de eveniment.

În **SR EN 1998-1**, valorile factorului de importanţă (notate γ_a) sunt atribuite pe baza a două principii:

- $\gamma_a \geq 1.5$, pentru cazurile în care avarierea are consecinţe deosebit de grave (de exemplu, utilaje şi echipamente necesare pentru sistemele vitale, rezervoare şi recipienţi care conţin substanţe toxice sau explozibile în cantităţi suficient de mari pentru a constitui un pericol pentru siguranţa publică);

- $\gamma_a \equiv \gamma_{IE}$, pentru toate celelalte cazuri (unde γ_{IE} este factorul de importanţă la solicitarea seismică al clădirii în care se află componenta respectivă);

În recomandarea americană **FEMA 450**, preluată în reglementarea **IBC 2003**, **CNS** sunt clasificate din punct de vedere al importanţei (coeficient notat $\mathbf{I_p}$) în numai două categorii:

- Componente cu importanţă deosebită din punct de vedere al consecinţelor prăbuşirii/avarierii, pentru care $\mathbf{I_p = 1.5}$:
  - **CNS** necesare pentru continuarea funcţionării clădirilor din clasa de importanţă I (cu nivelul cel mai ridicat de importanţă);
  - **CNS** vitale (care trebuie să funcţioneze după cutremur), indiferent de clasa de importanţă a clădirii,
  - **CNS** care conţin substanţe toxice;
  - rafturile de depozitare din clădirile accesibile publicului larg.
- Pentru toate celelalte categorii de **CNS,** $\mathbf{I_p = 1.0}$.

C10.3.1.3.2. Factorul de amplificare dinamică al CNS (β_{CNS})

Factorul β_{CNS} exprimă fenomenul de amplificare dinamică a mişcării **CNS** sub efectul acceleraţiei seismice de la nivelul de prindere. Acest efect depinde, în principal, de raportul dintre perioada proprie de vibraţie a modului fundamental al **CNS** ($\mathbf{T_{CNS}}$) şi perioada proprie de vibraţie a modului fundamental al clădirii ($\mathbf{T_0}$).

Aşa cum s-a arătat , în standardul **SR EN 1998-1** acest factor este comasat cu factorul de amplificare pe înălţimea clădirii.

Utilizarea în practica curentă de proiectare a formulei propusă în **SR EN 1998-1** implică, în marea majoritate a cazurilor, acceptarea unor aproximaţii, din care pot decurge abateri semnificative, în ambele sensuri, de la valoarea reală a răspunsului seismic al **CNS**.

Motivele care justifică această afirmaţie sunt în principal următoarele:

- la momentul alegerii/proiectării **CNS** perioada proprie de vibraţie a clădirii nu este cunoscută cu exactitate deoarece, de regulă, proiectarea structurală nu este definitivată;
- folosirea modelelor şi metodelor analitice pentru determinarea perioadei proprii a **CNS** nu este recomandabilă deoarece modelele structurale de calcul pentru componenta respectivă şi/sau pentru prinderile acesteia de structura principală implică aproximaţii cu consecinţe dificil de evaluat;
- chiar în cazurile cele mai simple determinarea perioadei proprii a unei **CNS** implică calcule suplimentare
- determinarea, cu suficientă precizie a perioadei proprii de vibraţie a **CNS** nu este posibilă decât prin încercări dinamice pe platforme seismice.

Din considerente analoage celor de mai sus, în recomandarea americană **FEMA 450** (dar şi în ediţiile anterioare ale acesteia) se folosesc pentru factorul de amplificare al **CNS** (notat a_p, echivalentul coeficientului β_{CNS}) valori forfetare stabilite, în principal, prin raţionamente inginereşti, care iau în considerare comportarea rigidă sau flexibilă a componentei respective.

Sunt recomandate, în principal, două grupe de valori:

- $a_p = 2.5$ pentru elementele care au schema statică de tip consolă complet liberă sau ancorată sub nivelul centrului de greutate;

- a_p = 1.0 pentru toate celelalte categorii de componente (cu excepţia elementelor de prindere ale pereţilor nestructurali exteriori pentru care, datorată riscului ridicat pentru siguranţa vieţii, se ia a_p = 1.25).

FEMA 450 acceptă folosirea unei determinări mai exacte în cazul în care valorile T_{CNS} şi T_0 sunt cunoscute cu suficientă precizie .

Pe baza argumentelor de mai sus în această redactare a **P100-1** s-a optat pentru valori fixe ale factorului de amplificare dinamică al **CNS** - β_{CNS} - similare celor din recomandările **FEMA**.

În cazul clădirilor din clasa de importanţă I şi pentru toate sistemele de instalaţii care operează cu apă/abur la temperatură/presiune ridicată, sensibile la acţiunea directă a cutremurului şi a căror rigiditate depinde de condiţiile de prindere de structură, se recomandă verificarea condiţiilor de rigiditate (T_{CNS} >/<0.06s) în vederea alegerii mai exacte a factorului β_{CNS} (*Exemplul de calcul nr.8*).

C10.3.1.3.3. Factorul de comportare al CNS (q_{CNS})

Reducerea forţei seismice, prin împărţire cu factorul supraunitar $\mathbf{q_{CNS}}$ ţine seama de capacitatea de absorbţie de energie a structurii proprii a **CNS** şi a prinderilor acesteia de structura principală a construcţiei. În general, se poate considera că această reducere este permisă ţinând seama de suprarezistenţa materialelor (*overstrength*) şi de deformabilitatea structurii proprii a **CNS** şi a prinderilor acesteia. Deoarece nu există încă o fundamentare completă a contribuţiei fiecăruia dintre aceşti factori, prin raţionamente inginereşti şi pe baza experienţei de la cutremurele trecute, s-au stabilit, atât în reglementările americane cât şi în **SR EN 1998-1**, coeficienţi unici.

i. În standardul european **SR EN 1998-1**, pentru acest factor- notat q_a şi denumit "*coeficient de comportare al **CNS***" -, se stabilesc două valori în funcţie de condiţiile de prindere/rezemare ale elementului respectiv:

- q_a = 1 - pentru componentele a căror schemă statică este de tip "consolă";
- q_a = 2 - pentru celelalte **CNS** (care au condiţii mai favorabile de prindere / rezemare).

Tabelul C10.4.

Tipul elementului nestructural	q_a
Parapeţi sau ornamente în consolă Embleme sau panouri Coşuri, catarge sau rezervoare de apă lucrând ca o consola necontravântuită pe mai mult de jumătate din înălţimea totală	1,0
Pereţi interiori şi exteriori Compartimentări şi faţade Coşuri, catarge şi rezervoare de apă lucrând ca o consolă necontravântuită pe mai puţin de jumătate din înălţimea totală, legate sau suspendate de structură la nivelul sau deasupra centrului maselor Elemente de ancorare pentru dulapuri sau stelaje rezemate pe planseu Elemente de ancorare pentru tavane false (suspendate) şi plafoniere	2,0

Notă. Tabelul se referă la elementele de construcţie (componente arhitecturale). Pentru instalaţii şi echipamente în **SR EN 1998-1** nu sunt date valori ale coeficientului de comportare.

ii. În recomandările americane, care sunt mult mai detaliate şi mai analitice, valorile acestui factor sunt stabilite separat pentru "*elemente de construcţie*" şi pentru "*elemente de instalaţii şi echipamente*".

Pentru ambele categorii de **CNS**, valorile factorului - notate R_p - sunt grupate, în funcţie de ***deformabilitatea*** componentei, după cum urmează:

- $R_p = 1.25$ pentru componente cu deformabilitate mică
- $R_p = 2.50$ pentru componente cu deformabilitate limitată
- $R_p = 3.50$ pentru componente cu deformabilitate mare

Noţiunea de ***deformabilitate*** (δ_0) este definită în [BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 368: *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulation for New Buildings.* (2001)] ca raportul între:

- Deformaţia ultimă (δ_u): deformaţia la care se produce ruperea; se consideră ca ruperea se produce dacă încărcarea capabilă se reduce cu mai mult de 20% din valoarea maximă

şi

- Deformaţia limită (δ_l): dublul deformaţiei iniţiale (instantanee) care se produce la o fracţiune de 40% din rezistenţa maximă. Pentru materialele "fragile", care au comportare liniar-elastică până la rupere, deformaţia limită corespunde efortului $0.8\ R_{max}$

Categoriile de deformabilitate ale **CNS** sunt definite după cum urmează:

- Componentă cu deformabilitate mare: componenta a cărei deformabilitate este ≥ 3.5 atunci când este supusă la patru cicluri complete alternante până la deformaţia limită.
- Componentă cu deformabilitate mică: componenta a cărei deformabilitate este ≤ 1.5.
- Componentă cu deformabilitate limitată : componenta care nu se încadrează în categoriile de mai sus.

În detaliu, încadrarea diferitelor **CNS** în grupele menţionate este următoarea:

A. Pentru elementele de construcţie (liste parţiale) :

- $R_p = 1.25$ pentru:
  - pereţi interiori nestructurali din zidărie simplă;
  - elemente ataşate faţadelor şi prinderile acestora care au deformabilitate redusă;
  - calculul prinderilor/ancorajelor dacă acestea sunt realizate cu bolţuri împuşcate, cu ancore superficiale fixate cu răşini sau dacă sunt neductile;
  - calcul prinderilor în cazul **CNS** realizate din materiale fragile.
- $R_p = 2.50$ pentru:
  - toate elementele care nu sunt cuprinse în celelalte două categorii.
- $R_p = 3.50$ pentru:
  - construcţiile de mici dimensiuni situate peste nivelul acoperişului, cu excepţia cazului în care structura acestora este în continuarea structurii construcţiei principale;
  - alte componente rigide sau flexibile care au deformabilitate mare şi care au piese de prindere cu deformabilitate mare.

B. Pentru elementele de instalaţii/echipamente:

- $\underline{R_p = 1.25}$ pentru:
  - sisteme de conducte cu elemente şi prinderi cu deformabilitate mică;
  - corpuri de iluminat;
  - calculul prinderilor (în aceleaşi condiţii ca şi la elementele de construcţie).
- $\underline{R_p = 2.50}$ pentru:
  - toate elementele care nu sunt cuprinse în celelalte două categorii.
- $\underline{R_p = 3.50}$ pentru:
  - sisteme de conducte cu elemente şi prinderi cu deformabilitate mare;
  - instalaţii electrice generale;
  - sisteme de distribuţie.

C10.3.2. Determinarea deplasărilor laterale pentru calculul CNS

C10.3.2.1. Deplasări laterale pentru calculul la starea limită ultimă (ULS)

C10.3.2.1(1)÷(3) Stabilirea condiţiilor de proiectare în raport cu deformaţiile structurii principale sunt esenţiale pentru **CNS** care sunt sensibile la acţiunea indirectă a cutremurului (pentru identificarea acestora a se vedea tabelul **C10.1**).

Deplasările relative ale punctelor de prindere ale **CNS** pe structură se pot produce în două situaţii:

1. În cazul **CNS** care sunt prinse la niveluri diferite pe aceiaşi structură, din cauza deformaţiei de ansamblu a clădirii (deplasarile diferite pe orizontală şi pe verticală ale punctelor de prindere);
2. În cazul **CNS** care sunt prinse de două structuri independente, din cauza cumulării - în sens defavorabil- a deplasărilor relative ale punctelor de prindere de pe cele două structuri.

Deoarece valorile deplasărilor relative ale punctelor de prindere pe structuri separate pot fi foarte mari se recomandă evitarea acestei rezolvări. O situaţie tipică de acest fel se produce în cazul conductelor care traversează rosturile între două tronsoane adiacente şi care au puncte de prindere pe fiecare tronson.

În acest caz se recomandă:

- traversarea rostului să se facă la nivelurile inferioare unde valorile deplasărilor sunt mai mici (recomandabil la subsol);
- să se prevadă racorduri / prinderi flexibile capabile să preia deformaţiile impuse fără eforturi suplimentare semnificative în material.

Un alt caz particular în care verificarea la efectele deplasărilor diferenţiate are o importanţă mare este cel al pieselor de legătură între două subansambluri/ piese componente ale unui sistem de instalaţii/ echipamente. În funcţie de caracteristicile dinamice ale subansamblurilor / pieselor şi /sau ale condiţiilor respective de fixare există o probabilitate ridicată ca distanţele între punctele de prindere ale elementului de legătură (o conductă, de exemplu) să se modifice în timpul mişcării seismice. În consecinţă piesa respectivă poate fi supusă unor eforturi unitare mari care să ducă la deteriorarea sa.

Pentru a preveni această situaţie proiectantul trebuie să prevadă măsurile constructive adecvate pentru preluarea integrală a deplasărilor relative (suma deplasărilor absolute - în sensuri opuse- ale componentelor).

Trebuie să adăugăm şi observaţia că răspunsul seismic al sistemelor de **CNS** depinde şi de comportarea sub sarcină a materialelor respective. Astfel un sistem de conducte

din materiale ductile (oţel/cupru) poate prelua deplasări relative importante fără avariere semnificativă. În schimb, în cazul conductelor din materiale cu ductilitate mai mică/ fără ductilitate, preluarea deplasărilor relative ale punctelor de prindere (punctele fixe) nu se poate face decât prin prevederea unor elemente intermediare şi / sau prinderi flexibile.

Limitarea deplasărilor relative ale punctelor de prindere/rezemare ale diferitelor categorii de **CNS** este necesară şi pentru a se evita:

- căderea **CNS** de pe reazeme;
- ciocnirea acestora în timpul cutremurului.

În cazurile în care, din punct de vedere funcţional, distanţele între diferitele

componente ale unui sistem de **CNS** sunt mici, astfel încât există riscul de ciocnire între componentele respective, sunt necesare măsuri speciale de protecţie în zonele vulnerabile (de exemplu, introducerea unui material care să atenueze efectul şocului).

Relaţiile (10.4) şi (10.5) se referă la limitarea deplasărilor elastice calculate considerând coeficientul de comportare al structurii $\mathbf{q \equiv 1.0}$ acoperind în felul acest deplasarea inelastică maximă probabilă.

C10.3.2.2. Deplasări laterale pentru calculul la starea limită de serviciu (SLS)

C10.3.2.2 (2) Coeficientul $\boldsymbol{\nu}$ pentru determinarea forţei seismice de proiectare pentru

care se calculează deplasările relative ale punctelor de prindere ale **CNS** se ia conform

anexei **E** la **P100-1** pentru elementele structurii şi este stabilit independent

de materialul din care este executată structura principală a clădirii.

Prin excepţie, pentru componentele nestructurale care prezintă risc deosebit pentru siguranţa vieţii se ia valoarea $\boldsymbol{\nu = 0.7}$ care ţine seama de consecinţele grave pe care le poate avea:

- prăbuşirea într-un spaţiu aglomerat a unor elemente componente ale faţadei sau ataşate acesteia;
- întreruperea funcţionării unui sistem de instalaţii / conducte din clădirile din clasa de importanţă II şi, mai ales, a celor din clasa de importanţă I.

Limitarea superioară a deplasărilor relative ale punctelor de prindere ale **CNS**, în funcţie de limitele deplasărilor relative de nivel admise pentru structura principală, este justificată de faptul că în multe cazuri elementele nesctructurale şi detaliile de prindere ale acestora sunt proiectate şi uneori chiar comandate înainte de definitivarea calculului structurii principale. În ori ce caz această limitare este asiguratorie.

C10.4 Condiţii generale pentru proiectarea seismică a componentelor nestructurale

C10.4.1. Legăturile CNS

C10.4.1.1.Principii generale de proiectare a legăturilor CNS

C10.4.1.1(1) Proiectarea prinderilor va urmări,în primul rând, realizarea unui traseu cât mai direct al forţelor de legătură de la **CNS** la structura principală.

Componentele nestructurale cu masă şi rigiditate mari vor fi prinse direct de un element al structurii principale în timp ce componentele de dimensiuni mai mici pot fi

ancorate de o altă **CNS**, care, la rândul ei trebui să fie direct legată de structura principală. Este, de exemplu, cazul firmelor/reclamelor care pot fi prinse de alte **CNS** - parapeţi, atice- dar numai dacă acestea sunt prinse direct de structura principală.

Toate prinderile **CNS** vor fi alcătuite astfel încât să poată prelua efectele acţiunii seismice în ambele sensuri. Mecanismul de transfer al forţelor de legătură dintr-o prindere poate fi însă diferit în funcţie de natura solicitării (transmiterea prin contact direct a compresiunii şi transmiterea întinderii prin ancore metalice).

C10.4.1.1(2) În cazul în care sunt fixate de structura principală în mai multe puncte, componentele care care au o masă importantă, care pot fi avariate, sau care prin cădere pot avaria alte elemente, trebuie să poată prelua deplasările relative determinate conform **10.9.3**.

În particular, pentru anumite categorii de **CNS**, cum sunt faţadele cortină, sistemul structural propriu poate căpăta eforturi suplimentare datorită blocării posibilităţilor de deformare liberă sub efectul variaţiilor de temperatură. Mărimea acestor eforturi depinde de concepţia de alcătuire de ansamblu a faţadei şi de detaliile specifice şi trebuie luată în considerare atunci când este semnificativă în raport cu eforturile provenite din acţiunea seismică. Similar, în cazul clădirilor înalte deformaţiile stâlpilor de faţadă datorate variaţiilor de temperatură sezoniere pot impune deformaţii ale pereţilor nestructurali care se suprapun deformaţiilor produse de mişcarea seismică.

Acest grup de **CNS** cuprinde suprafeţele vitrate, pereţii despărţitori, placajele, etc.

În funcţie de materialul din care sunt realizate măsurile de protecţie sunt diferenţiate.

Astfel în cazul placajelor din aluminiu sau din materiale plastice a căror masă proprie este redusă şi care au deformabilitate semnificativă, preluarea deplasărilor relative nu pune în general probleme speciale.

C10.4.1.1(3) Independent de celelalte condiţii de dimensionare şi de detaliere se recomandă ca, ori de câte ori este posibil, la fiecare prindere care asigură rezistenţa şi stabilitatea unei **CNS**, să se prevadă cel puţin două piese de ancorare ca măsură asiguratorie.

C10.4.1.1(4) Proiectarea prinderilor ductile trebuie să aibă în vedere următoarele obiective:

- să asigure redistribuţia eforturilor între ancorele din acelaşi grup;
- să permită preluarea unor încărcări suplimentare fără rupere prematură.

În ceea ce priveşte disiparea energiei seismice în ancore, deoarece în cazurile curente, nu se pot asigura condiţiile necesare pentru o comportare histeretică stabilă, se recomandă ca dimensionarea prinderilor să se facă fără a ţine seama de aceasta. De asemenea nu se poate conta pe energia consumată de ancoră prin deformaţia proprie deoarece aceasta transmite eforturile unui material cu ductilitate scăzută (beton sau zidărie).

C10.4.1.1(5) Procedeele de prindere vor corespunde reglementărilor specifice valabile în ţară privitoare la dimensionare şi detaliere sau vor face obiectul unui agrement tehnic întocmit şi aprobat conform legislaţiei din România. Alegerea procedeului de prindere şi a materialelor utilizate va ţine seama şi de măsurile necesare pentru asigurarea durabilităţii prinderii în condiţiile de mediu/ expunere specifice.

C10.4.1.1(6) Neglijarea contribuţiei forţei de frecare la preluarea forţei seismice de calcul are la bază două considerente:

- în multe cazuri deplasarea **CNS** sub efectul fortei seismice se produce printr-o mişcare de basculare (deplasare "în salturi/în paşi") ceea ce face ca forţa de frecare între **CNS** şi suportul acesteia să nu se dezvolte integral în timpul deplasării;
- componenta verticală ascensională a acceleraţiei seismice reduce efectul forţei de frecare (reduce forţa de apăsare pe suprafaţa suport).

C10.4.1.1(7) Prevederile Codului au în vedere ca eforturile rezultate din transmiterea forţelor seismice aferente unei **CNS** la structura principală să nu afecteze siguranţa elementelor de care aceasta este prinsă (de exemplu, grinzile planşeelor şi stâlpii de care este prins un panou nestructural de faţadă). De regulă, este suficientă numai verificarea elementelor adiacente **CNS** (de care aceasta este prinsă direct) şi a prinderilor acestora pentru eforturile secţionale (**N,M,V**) provenite din acţiunea simultană a încărcărilor verticale şi seismice asupra structurii la care se adaugă eforturile secţionale datorate forţelor de legătură între **CNS** şi structură. În unele cazuri, pentru clădiri aflate în zone cu acceleraţie seismică de calcul mare - orientativ $a_g \geq 0.25g$ - şi pentru **CNS** cu masă şi rigiditate mari, verificarea menţionată mai sus trebuie extinsă pe traseul forţelor până la elementele pentru care efectul forţelor de legătură nu mai influenţează dimensionarea. Verificările menţionate mai sus sunt necesare şi în toate cazurile în care dimensionarea elementelor structurii s-a făcut fără cunoaşterea exactă a caracteristicilor constructive ale **CNS** şi a modului de prindere a acesteia de structura principală.

C10.4.1.2. Calculul şi alcătuirea legăturilor între CNS şi elementele de rezemare

C10.4.1.2(1) Prevederea are în vedere faptul că mărimea forţelor de legătură rezultate din acţiunea seismică asupra **CNS** poate fi afectată de numeroase incertitudini legate în primul rând de:

- intensitatea acţiunii seismice;
- modelul de calcul pentru determinarea forţelor de legătură;
- imperfecţiunile de realizare la şantier a detaliilor din proiect.

Efectele economice ale sporului de forţă în prinderi sunt neglijabile în timp ce efectul acestui spor asupra siguranţei construcţiei poate fi foarte important ţinând seama de condiţiile menţionate mai sus.

C10.4.1.2(2) Capacitatea ancorelor, specificată, de regulă, în cataloagele firmelor producătoare numai pentru încărcări statice, nu va fi sporită pentru a se ţine seama de caracterul dinamic al încărcărilor date de cutremur. Invers, acolo unde condiţiile particulare de solicitare ale prinderii sunt defavorabile se recomandă să se ia în considerare o reducerea capacităţii nominale a ancorei.

Calculul ancorelor trebuie să ţină seama şi de toleranţele de montaj specifice (pe toate direcţiile) şi chiar de o depăşire rezonabilă a acestora mai ales în ceea ce priveşte poziţia (din această cauză pot rezulta unele excentricităţi de aplicare a forţelor şi, implicit, eforturi suplimentare în ancore).

Pentru prinderile care nu au un mecanism clar şi sigur de transmitere a forţei de compresiune, proiectarea sistemului de ancore pentru preluarea momentului de răsturnare trebuie să ţină seama şi de deformabilitatea echipamentului şi/sau a plăcii de bază a acestuia. O situaţie specială de acest fel se întâlneşte în cazul prinderilor unor utilaje sau echipamente electro-mecanice la care este prevăzută susţinerea provizorie pe ancore (cu piuliţe de reglaj) şi apoi umplerea spaţiului de sub placa de bază cu mortar. Deşi unele lucrări subliniază contribuţia mortarului la preluarea eforturilor de

compresiune este prudent ca ancorele să fie dimensionate, pentru toate solicitările, neglijând aportul mortarului care poate fi practic anulat prin contracţie şi/sau fisurare.

C10.4.1.2(3) În cazul ancorelor fixate în beton sau în zidărie, dimensionarea acestora pentru eforturi mai mari decât eforturile capabile ale **CNS** are ca scop reducerea probabilităţii de cedare a prinderii înaintea cedării componentei respective. Prin aceasta se are în vedere şi faptul că, de multe ori, cedarea prinderii poate căpăta caracter neductil, din cauza variabilităţii mari a proprietăţilor mecanice ale betonului şi mai ales ale zidăriei. În acelaşi timp, prin dimensionarea prinderilor pentru forţe sporite se compensează, într-o anumită măsură, scăderea capacităţii ancorei ca urmare a fisurării betonului sau zidăriei sub acţiunea solicitărilor seismice.

C10.4.1.2(4) Prevederea ţine seama de faptul că ancorele scurte nu îndeplinesc întotdeauna condiţiile necesare unei comportări ductile. Datorită neomogenităţii betonului şi/sau unor condiţii specifice ale îmbinării (distanţe mici faţă de marginea piesei sau între ancorele din grup, etc) există o probabilitate ridicată ca ancora să cedeze neductil (prin beton). Comportarea neductilă are o probabilitate şi mai ridicată de a se produce în cazul ancorelor solicitate la forţă tăietoare, ceea ce este cazul pentru majoritatea **CNS** din clădirile curente, mai ales dacă acestea sunt blocate de un element rigid la una din feţele rostului.

În aceste condiţii, adoptarea unei valori mai mici a coeficientului de comportare a **CNS** are scopul de a evita cedarea neductilă a prinderilor de acest tip.

C10.4.1.2(5) Experimental, s-a constatat o mare variabilitate a capacităţii de rezistenţă a bolţurilor fixate prin împuşcare. Împrăştierea rezultatelor este mult superioară celei constatate la ancorele montate în găuri forate şi este datorată, în primul rând, neomogenităţii inerente a straturilor superficiale de beton.

Această neomogenitate, din care rezultă incertitudine privind siguranţa prinderilor respective, justifică limitarea folosirii acestui tip de ancore la construcţii situate în zone cu seismicitate redusă.

C10.4.2. Interacţiunile CNS

C10.4.2.1. Interacţiuni cu elementele/subsistemele structurale

C10.4.2.1(1) Modelul de calcul folosit pentru proiectarea seismică a structurilor nu include, în general, efectul **CNS**.

In realitate, **CNS** din clădire, şi mai ales pereţii de închidere şi cei despărţitori, pot avea, în unele situaţii efecte favorabile asupra siguranţei clădirii dar, de cele mai multe ori, în cazul în care efectele acestora nu sunt evaluate corect, pot conduce la manifestarea unor efecte generale sau, mai ales, locale, defavorabile pentru integritatea structurii.

- efecte favorabile: contribuie la preluarea forţei tăietoare; limitează, într-o oarecare măsură deplasările laterale ale clădirii;.
- efecte nefavorabile:
  * prin sporirea rigidităţii şi implicit reducerea perioadei proprii a modului fundamental măresc acceleraţia orizontală (deplasarea spre palierul spectrului de răspuns pentru clădirile cu $T_0 \geq T_C$);
  * modificarea poziţiei centrului de rigiditate şi a momentului de inerţie de torsiune ceea ce poate conduce la creşterea forţei tăietoare în unele subansambluri structurale situate pe perimetrul clădirii;

* modificarea forţei axiale în stâlpii alăturaţi simultan cu sporirea momentelor încovoietoare şi forţelor tăietoare în zonele de contact;
* producerea unor mecanisme de prăbuşire neconvenţionale, altele decât mecanismul optim, datorită concentrărilor de eforturi care se produc.

De regulă, se poate admite că prezenţa **CNS** nu influenţează criteriile de regularitate definite la **4.4.3.** dacă:

- pereţii exteriori şi interiori nu prezintă rigiditate semnificativ mai mare decât cea a elementelor structurale;
- dispunerea în plan a acestora este relativ uniformă şi nu diferă semnificativ de distribuţia elementelor structurii;
- rigiditatea pereţilor şi poziţia lor în plan nu se modifică semnificativ de la un nivel la altul.

În cazurile în care condiţiile de mai sus nu sunt satisfăcute, calculul structural devine mai complex :

- este necesară includerea pereţilor în modelul de calcul al structurii ca bare sau ca plăci (în modelul/domeniul elastic) şi examinarea condiţiilor de intrare în lucru a acestor elemente:
  * imediat (dacă există certitudinea unui contact direct cu structura);
  * după ce s-a atins un anume nivel de deplasare laterală de ansamblu (dacă între pereţi şi structură există un spaţiu liber)
- pentru cazul în care se examinează influenţa pereţilor asupra răspunsului clădirii în domeniul postelastic este necesară adoptarea unui model de comportare cât mai realist pentru încărcările ciclice alternante (se recomandă folosirea unui model cât mai simplu şi acoperitor);
- sunt necesare măsuri speciale de alcătuire /detaliere constructivă a zonele de contact cu grinzile/stâlpii alăturaţi.

C10.4.2.2 Interacţiuni cu alte CNS

În numeroase cazuri, în proiecte se prevede asigurarea stabilităţii unor **CNS** prin rezemare sau rigidizare prin intermediul altor componente nestructurale. Adoptarea acestor rezolvări poate fi acceptată numai dacă se verifică:

- capacitatea elementului care constituie reazem/rigidizare de a prelua încărcările seismice şi, după caz, cele gravitaţionale, aferente componentei respective;
- compatibilitatea deformaţiilor celor două elemente;
- existenţa unor măsuri constructive care să permită preluarea unor deformaţii superioare, în limite rezonabile, celor determinate prin calcul precum şi a abaterilor de montaj.

În cazul instalaţiilor şi echipamentelor care constituie "sisteme" măsurile pentru reducerea riscului de avariere vor fi mai severe pentru acele componente care condiţionează funcţionarea întregului sistem. De exemplu, în cazul instalaţiilor de rezervă dintr-un spital, asigurarea funcţionării generatorului electric este necesară pentru funcţionarea sistemelor de iluminat, de ventilaţie/condiţionare, de alimentare cu apă potabilă şi de încălzire. Ca atare, proiectarea prinderilor generatorului trebuie să se facă la un nivel de siguranţă superior celui adoptat pentru alte componente ale sistemului. În acelaşi context trebuie examinat şi nivelul de protecţie al altor **CNS** a căror avariere poate afecta integritatea sau funcţionalitatea **CNS** cu rol "vital". De exemplu, prăbuşirea pereţilor despărţitori de la camera generatorului poate conduce de asemenea la consecinţele menţionate mai sus.

C10.5. Proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale (A)

C10.5.1. Condiţii generale de proiectare seismică

C10.5.1(1) Obiectivele proiectării seismice a componentelor arhitecturale au fost prezentate la **C10.2**.

Măsurile de proiectare pentru satisfacerea acestor obiective trebuie să răspundă următoarelor cerinţe:

- asigurarea stabilităţii şi integrităţii fizice a **CNS**; în situaţiile precizate prin tema investitorului, prin proiectare trebuie să se asigure şi funcţionalitatea **CNS**;
- evitarea unor interacţiuni defavorabile cu structura sau cu alte **CNS**;
- limitarea pierderilor materiale (avarii limitate şi reparabile în cazul cutremurelor moderate).

C10.5.1.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a componentelor arhitecturale nestructurale din zidărie (Az)

C10.5.1.1.(1) Cu toate progresele realizate pe plan internaţional privind introducerea materialelor şi tehnologiilor noi pentru realizarea componentelor arhitecturale nestructurale, în România realizarea acestora se face aproape în exclusivitate din zidărie. În cele mai multe cazuri proiectarea acestor elemente ignoră încărcările minime pe care acestea ar trebui să le suport şi din raţiuni zise "de economie" sunt executate cu materiale de calitate slabă sau modestă.

Prevederile date continuare au ca scop limitarea situaţiilor de subdimensionare a componentelor nestructurale arhitecturale din zidărie.

C10.5.1.1.(3),(4),(5)şi (6) Aceste paragrafe stabilesc caracteristicile minime ale materialelor pentru zidărie (elemente şi mortare) care se folosesc pentru proiectarea seismică. Atragem atenţia că limitele impuse se referă la caracteristicile necesare pentru asigurarea rezistenţei seismice şi sunt mai severe decât condiţiile impuse materialelor folosite în zone neseismice.

C10.5.1.1.(7) Acest aliniat stabileşte, odată în plus, răspunderea proiectantului pentru alegerea materialelor pentru zidărie în vederea asigurării satisfacerii cerinţei de siguranţă sub efectele acţiunii seismice de proiectare (după caz, pentru ULS şi/sau pentru SLS).

C10.5.2. Proiectarea seismică a elementelor de construcţie ataşate anvelopei

În concepţia Codului, proiectarea seismică a elementelor anvelopei are o importanţă deosebită ţinând seama de consecinţele extrem de grave care pot decurge din avarierea şi prăbuşirea acestora în spaţiile din exteriorul clădirii. Măsurile de prevedere se referă mai întâi la elementele de închidere cu masă mare care sunt sensibile la acţiunea seismică directă, normală pe plan şi, simultan, la deplasările în plan impuse de deformaţia de ansamblu a clădirii. În cazul pereţilor din zidărie riscul datorat acţiunii seismice perpendiculară pe planul peretelui este amplificat de rezistenţa scăzută a zidăriei la întindere din încovoiere şi de caracterul fragil al ruperii. Mai multe studii experimentale arată că în acest caz efectele se suprapun şi se amplifică reciproc. În cazul pereţilor nestructurali rezemaţi pe console sau grinzi cu deschideri mari

deformaţiile statice ale elementelor de reazem sunt fi amplificate şi de efectul componentei verticale a mişcării seismice. Efectele acţiunii seismice în plan vertical amplifică, în acest caz, efectelor forţelor seismice orizontale care acţionează în planul peretelui şi perpendicular pe acesta [Newmark,N.M., Rosenblueth,E. *Fundamentals of Earthquake Engineering* Printice Hall Inc. Englewood Cliffs, N.J. 1971] . Din acest motiv, pentru evitarea prăbuşirii pereţilor în cazul unui cutremur puternic este necesară limitarea deformaţiilor panoului de zidărie perpendicular pe planul său simultan cu limitarea deplasării relative de nivel a structurii. Cu toate aceste precauţii, în absenţa unor măsuri constructive de ancorare corespunzătoare, prăbuşirea pereţilor în cazul unui cutremur puternic nu poate fi evitată cu certitudine.

(a) rezemaţi pe console (b) înrămaţi în cadre de beton armat

Figura C 10.9. Prăbuşirea pereţilor de faţadă:

C10.5.2.1. Condiţii pentru proiectare seismică a elementelor de construcţie din zidărie ataşate anvelopei (A1z)

C10.5.2.1 (3) Din analiza efectuată după cutremurul din 1940 de către A.A.Beleş - [*Cutremurul şi Construcţiile* - Bucuresti 1941], citǎm, cât mai aproape de exprimarea originară a autorului, remarcile privind comportarea seismică a coşurilor şi explicaţiile, de cele mai multe ori evidente, ale situaţiilor constatate :

> *<u>Coşurile</u> au suferit deasemeni foarte mult. În special coşurile înalte, şi cele cu căciulă s-au prăbuşit distrugând alocuri învelitorile şi chiar planşeele. Distrugerea coşurilor chiar la cutremure de mai mică intensitate (de gradul VI, de exemplu) se explică şi prin faptul că zidăria acestor coşuri sub acţiunea fumului, a variaţiilor de temperatură , a ploii, a îngheţului şi dezgheţului este în bună parte alterată. Chiar la coşuri joase care s-au prăbuşit, în majoritatea cazurilor, zidăria se găsea complet dezagregată pe învelitoare.*

C10.5.2.1. (4) Prevederea are în vedere evitarea/limitarea riscului prăbuşirii calcanelor/frontoanelor înalte care nu au structură proprie sau nu sunt ancorate de elementele structurale. Prin cădere aceste elemente pot produce accidente în exteriorul clădirii sau pot avaria clădirile adiacente care au înălţime mai mică.

Figura C 10.10. Căderea calcanului a avariat clădirea vecină Bucureşti, 1977,

C10.5.2.1 (6) Pentru realizarea cornişelor şi brâurilor prin zidire se recomandă ca avansarea în consolă la fiecare asiză să nu depăşească 1/3 din lăţimea elementului sau 1/2 din înălţimea acestuia. În cazul în care cornişa se execută peste nivelul ultimului planşeu (constitue atic al terasei) la partea superioară se va prevedea o centură de beton armat continuă pe toată lungimea cornişei. În funcţie de valoarea eforturilor datorate acţiunii seismice perpendiculare pe planul cornişei în zidărie se vor prevedea stâlpişori de beton armat în continuarea celor de la nivelul inferior.

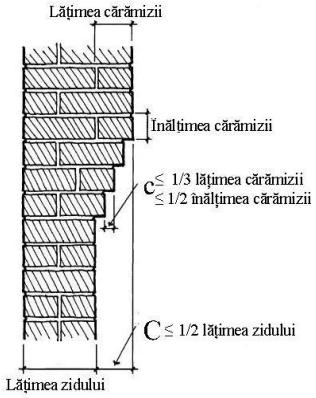


Figura C 10.11. Zidirea cornişelor şi brâurilor

C10.5.3.1.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a pereţilor de închidere (A2z) şi de compartimentare(A3z) din zidărie înrămaţi în cadre de beton armat / oţel

Proiectare seismică a pereţilor de închidere şi de compartimentare din zidărie înrămaţi în cadre a căpătat în ultima în ultima perioadă o preocupare deosebită din partea specialiştilor dar şi a organismelor de reglementare naţionale şi internaţionale. Deşi anumite păreri, exprimate de persoane care nu au suficientă competenţă, minimizează efectele răspunsului seismic nefavorabil al panourilor de zidărie înrămate, comunitatea specialiştilor, prin Documentul **CEN/TC250/SC8 / N469** adoptat la reuniunea de la Lausanne din 15 martie 2013, trage un important semnal de alarmă:

....În plus cutremurele recente, în special cel de la l'Aquila (Italia), au arătat că în multe clădiri recente, ale căror structuri s-au comportat bine, s-au produs avarii grave la panourile de zidărie....Acest fapt recomandă ca prevederile EN 1998-1 pentru cadre cu zidărie de umplutură să fie extinse împreună cu cele privind şi alte tipuri de închideri....

C10.5.3.1.1. (3) Proiectarea pentru acţiunea seismică a cadrelor de beton armat cu panouri de zidărie înrămate trebuie să aibă în vedere, în primul rând, controlul interacţiunilor de ansamblu şi/sau locale ale pereţilor cu structura clădirii în toate fazele de solicitare care pot rezulta pentru diferite niveluri de severitate ale cutremurului.

Aceste interacţiuni pot avea două categorii de efecte:

- modificarea stării de eforturi şi deformaţii în structură (efecte ***globale***) sau numai în anumite elemente ale acesteia (efecte ***locale***) cu consecinţe negative asupra siguranţei structurale;
- avarierea zidăriei pereţilor înrămaţi prin acţiunea seismică ***directă*** (perpendiculară pe planul panoului), prin acţiunea seismică ***indirectă*** (deformaţiile impuse panoului prin deformarea de ansamblu a clădirii) sau prin efectul combinat al celor două categorii de acţiuni.

Prezenţa panourilor de zidărie înrămate modifică substanţial comportarea cadrelor de beton armat sau metalice la acţiunea forţelor laterale.

Modificările se referă atât la rezistenţa şi la rigiditatea cadrelor cât şi la capacitatea de disipare a energiei seismice şi depind de un număr mare de factori geometrici, mecanici şi tehnologici care pot varia în limite foarte largi.

Participarea panoului de zidărie împreună cu cadrul la preluarea forţei seismice este posibilă numai în condiţiile în care contactul între zidărie şi cadru, dacă acesta a fost realizat iniţial (la execuţie), şi integritatea zidăriei nu sunt afectate de deformaţiile laterale impuse de deplasarea cadrului.

Referitor la importanţa realizării iniţiale, la execuţie, a contactului nemijlocit între zidărie şi elementele cadrului, reamintim faptul că s-a demonstrat de mult timp că existenţa unor spaţii libere, chiar de dimensiuni mici, între cadru şi panou, provoacă scăderea bruscă a rigidităţii iniţiale a ansamblului [Smith, B.S., *Behaviour of Square Infilled Frames* , Proc. ASCE 92 (ST1), p.381-403, 1966]. Dar, aşa cum este evident, contactul nemijlocit/direct între cadru şi panou nu poate fi asigurat, în practică, pentru toate panourile unei clădiri ceea ce crează, de la început, o importantă sursă de incertitudine pentru cunoaşterea răspunsului real al construcţiei.

În cazul producerii unui cutremur, menţinerea contactului între panou şi cadru este posibilă numai la niveluri relativ scăzute ale forţei laterale. În [Paulay, T., and Priestley, M. J. N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, New York, 1992] se afirmă că separarea cadrului de beton armat de panoul de zidărie se produce la o forţă de circa 50÷70% din rezistenţa la forfecare a panoului şi că acest procent poate fi mai mic în cazul cadrelor din oţel.

Separarea panoului de zidărie de cadru se datorează particularităţilor de deformare laterală ale acestora:

- barele cadrelor care sunt dominate de eforturi de încovoiere se deformează cu curburi de semne contrarii şi punct de inflexiune în zona centrală
- panoul de zidărie care este dominat de eforturi de forfecare are deformaţia unghiulară caracteristică acestei solicitări

Separarea între panou şi cadrul în care acesta este înrămat se poate produce şi din cauze ***neseismice*** cum sunt: deformaţiile structurii din încărcări verticale, efectele contracţiei şi ale curgerii lente, efectele variaţiilor de temperatură (mai ales în panourile de închidere)

Având în vedere importanţa existenţei contactului între cadru şi zidăria de umplutură, este necesar ca la proiectare să fie prevăzute măsurile constructive pentru a preîntâmpina separarea prematură, în condiţii de exploatare normală, a acestora.

După separare, participarea zidăriei de umplutură la sporirea rezistenţei şi rigidităţii laterale a cadrelor de beton armat sau de oţel se realizează prin împănarea zidăriei în zona nodurilor de cadru adiacente diagonalei care se scurtează sub efectul deplasării laterale . Lungimile zonelor de contact între zidărie şi cadru variază în funcţie de caracteristicile geometrice şi mecanice ale cadrului şi ale panoului. Determinarea cât mai exactă a acestora a constituit obiectul a numeroase cercetări teoretice şi experimentale. Orientativ, se poate considera [Pradhan, P L, *Composite Actions of Brick Infill Wall in RC Frame under In-Plane Lateral Load*, Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, IOE, Tribhuvan University, 2009] că se realizează contactul pe circa 1/3 din înălţimea stâlpului şi pe circa 1/6 din lungimea grinzii alăturate. Valorile pot fi diferite dacă la execuţie nu s-a realizat contactul nemijlocit între cadru şi panou.

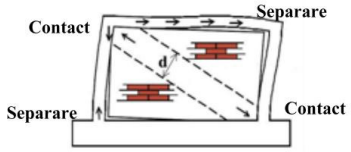


Figura C 10.12. Împănarea zidăriei în colţurile cadrului

În aceste condiţii, mecanismul de preluare a forţelor laterale din cadrele "pure" (engl. ***bare frames***) caracterizat prin eforturi secţionale de încovoiere (***M***) dominante, se transformă într-un mecanism de grindă cu zăbrele în care domină eforturile axiale (**± N**). În consecinţă, momentele încovoietoare în grinzile şi în stâlpii cadrului sunt mai mici decât în cadrul "pur", în timp ce forţele axiale cresc sau îşi modifică semnul (de exemplu, pot apare forţe axiale de întindere în grinzi).

În cazul clădirilor multietajate, deformaţia de ansamblu a cadrelor cu zidărie înrămată este similară cu cea a unei console verticale aşa cum s-a observat mai de mult [Fintel, M, *Multistory Structures*, *Handbook of Concrete Engineering*, Chapter 10, CBS Publishers, (1986)].

Conlucrarea între cele două subansambluri este activă până la cedarea unuia dintre acestea, după unul din mecanismele care vor fi discutate în continuare.

⇒ Efecte structurale de ansamblu ale panourilor de zidărie

Efectele de ansamblu ale panourilor de zidărie înrămate asupra răspunsului seismic al clădirilor cu structura alcătuită din cadre se concretizează, în funcţie de modul în care sunt amplasate panourile, prin sporirea rigidităţii locale a unui cadru, la un nivel sau la mai multe niveluri, sau prin sporirea rigidităţii de ansamblu a structurii.

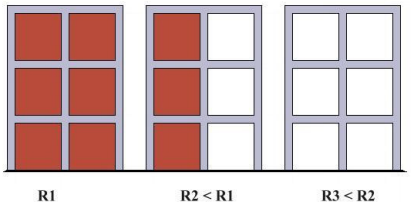
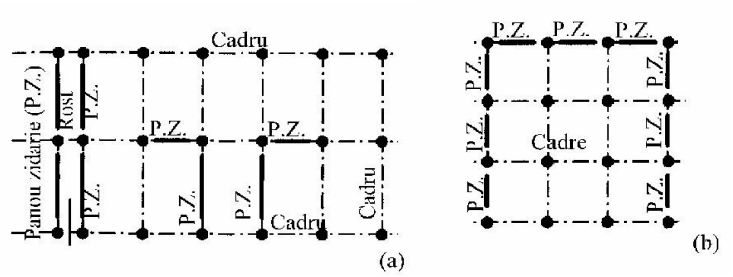


Figura C 10.13. Modificarea rigidităţii cadrelor (R_i) prin panouri de zidărie

Modificarea rigidităţii cadrelor prin dispunerea necontrolată a panourilor de înrămate afectează nefavorabil regularitatea structurală a clădirii în plan şi în elevaţie prin deplasarea, de la un nivel la altul, a poziţiei centrului de rigiditate (**CR**) în raport cu centrul de greutate al planşeului (**CG**) ceea ce antrenează producerea/accentuarea răsucirii de ansamblu a clădirii. Aceasta situaţie este exemplificată cu clădirile prezentate în figura de mai jos care reprezintă situaţii concrete, des întâlnite în proiectarea curentă.



(a) Tronson de capăt la clădire tip "bară" (b) Clădire tip "plombă" – cu trei calcane

Figura C 10.14. Nesimetrie/neregularitate structurală în plan produsă de panourile de zidărie înrămate (PZ) la structuri alcătuite din cadre.

Dispunerea neregulată în elevaţie a panourilor de umplutură modifică rigiditatea clădirii de la un etaj la altul şi poate conduce la formarea etajelor "slabe". Această situaţie este întâlnită mai ales la clădirile cu funcţiuni multiple: garaje/magazine la parter şi eventual la etajul 1 şi locuinţe la etajele superioare sau la hoteluri unde primele niveluri necesită spaţii largi în timp ce la etajele curente există pereţi despărţitori la fiecare cameră.

Reamintim că proiectarea clădirilor cu primul nivel pe stâlpi este unul dintre cele cinci principii arhitecturale ale lui Le Corbusier care, preluat fără discenământ, a generat numeroase avarii în ţări seismice cum sunt Taiwan, Algeria, Italia, Turcia şi chiar în USA. [Li Wang, M., *Stylistic Dogma vs Seismic Resistance. The contribution of modernist tenets to an Algerian disaster.* **AIA** Journal, november 1981][Petrovici, R. *Unele consideraţii privind relaţia dintre concepţia arhitecturală şi răspunsul seismic al clădirilor.* Simpozion Academia Română- UTCB 1999].

Ilustrarea acestui adevăr evident şi, astăzi necontestat de adevăraţii specialişti, arată manifestări practic identice la clădiri situate la mii de kilometri distanţă şi cu un interval de zece ani între ele.

(a) Taiwan (1999) (b) L'Aquila (2009)

Figura C 10.15. Avarierea identică a clădirilor cu parter "slab"

La acest tip de structură cerinţa de ductilitate rotaţională concentrată la nivelul stâlpilor parterului nu poate fi satisfăcută cu dimensiunile şi armările care rezultă în condiţiile proiectării specifice clădirilor cu puţine niveluri astfel încât formarea mecanismului de etaj este practic inevitabilă.

În situaţii extreme, combinarea neregularităţilor nestructurale rezultate din dispunerea necontrolată a panourilor de zidărie, cu proiectarea superficială/neglijentă a structurii de beton armat poate conduce la distrugerea completă a unei clădiri.

Figura C 10.16. Distrugerea completă a unei clădiri etajate din cauza dispunerii necontrolate a panourilor de zidărie (cutremurul de la Bhuj)

Clădirea respectivă cu structura alcătuită din cadre de beton armat (înălţime P+4E) avea locuinţe la toate nivelurile şi pe jumătate din suprafaţa parterului. În aceaste zone existau numeroase panouri de zidărie înrămate (pereţi de închidere şi de compartimentare). La parter, pe jumătate din suprafaţa nivelului, au fost amenajate garaje ceea ce condus la suprimarea pereţilor de zidărie de închidere (pentru a permite accesele) şi a pereţilor de compartimentare (pentru a permite manevrarea mai simplă a autoturismelor). Ca urmare, distribuţia puternic nesimetrică a rigidităţilor a condus la manifestarea brutală a efectului de răsucire de ansamblu care a generat o forţă tăietoare care s-a dezvoltat pe toată înălţimea clădirii. Consecinţele potenţial distructive al acestui efect au fost ignorate de proiectant care nu a luat măsuri pentru sporirea armăturilor din elementele orizontale din planul vertical asociat discontinuităţii de rigiditate. Şi cum niciodată o avarie atât de severă nu se produce fără circumstanţe agravante, toate armăturile longitudinale ale elementelor orizontale ale structurii, de la toate nivelurile, erau înnădite în secţiunea critică !

Un alt tip de avariere gravă care, de regulă, se produce sub efectul combinat al acţiunii seismice perpendiculare pe planul peretelui şi al celei în planul panourilor, este

expulzarea completă a panourilor de zidărie. Acest fenomen a fost întâlnit la mai multe cutremure, chiar la clădiri care nu au suferit avarii structurale.

Figura C 10.17. Expulzarea faţadelor înrămate în cadre de beton armat.

Expulzarea zidăriilor de faţadă este o avariere deosebit de periculoasă pentru siguranţa vieţii persoanelor din exteriorul clădirii şi deosebit de costisitoare deoarece clădirile respective devin nelocuibile şi necesită un volum mare de lucrări de reabilitare.

⇒ Efectele locale ale interacţiunilor necontrolate asupra cadrelor de beton armat

Aşa cum am mai menţionat, cutremurele din ultimele două decenii au arătat vulnerabilitatea foarte ridicată a clădirilor în cadre cu panouri de zidărie înrămate. Vulnerabilitatea menţionată se manifestă în mod brutal şi frecvent în cazul în care interacţiunea cadru/panou este neglijată sau subestimată în proiectul structurii de rezistenţă a clădirii. Câteva situaţii tipice de avariere sunt prezentate şi explicate în continuare.

⇒ Avarierea nodurilor de cadru

În cazul zidăriilor cu rezistenţe ridicate şi/sau al cadrelor dimensionate necorespunzător, împănarea zidăriei în nodurile cadrului poate produce cedarea grinzii/stâlpului prin forţă tăietoare sau deteriorarea nodului.

Fisurarea nodului, chiar în stadii incipiente, cu deschideri mici, sporeşte deformabilitatea cadrului şi reduce aderenţa armăturilor din grindă şi prin aceasta reduce şi valoarea momentului capabil de la capătul grinzii. Procesul de fisurare a nodului de cadru nu contribuie la disiparea energiei seismice.

Avarierea nodurilor de cadru se poate produce chiar şi în condiţiile unor panouri de umplutură relativ "slabe", cum sunt cele din elemente cu goluri mari şi cu pereţi subţiri, în condiţiile în care armarea barelor cadrului şi, mai ales, armarea nodului, sunt insuficiente cantitativ sau ca mod de dispunere (de exemplu, absenţa etrierilor din stâlp sau dispunerea lor la distanţe mari).

Totodată, trebuie reţinut şi faptul că remedierea avariilor nodurilor, cum sunt cele din figura C 10.18, este foarte complicată din punct de vedere tehnic, este costisitoare şi, în unele cazuri, are implicaţii nefavorabile asupra funcţionalităţii construcţiei şi a aspectului acesteia (mai ales dacă se face o consolidare prin cămăşuire/manşonare cu beton armat).

Figura C 10.18. Avarierea nodurilor de cadru provocată de panourile de zidărie (L'Aquila 2009)

⇒ Avarierea barelor cadrului

Principalul efect local ale panourilor de zidărie înrămate în cadre constă în modificarea schemei statice a cadrului cu consecinţe, uneori grave, asupra stării de eforturi din bare. Neglijarea acestei modificări, din necunoaştere sau din superficialitate, conduce în cele mai multe cazuri la efecte care pot pune în pericol integritatea clădirii.

În timpul mişcării seismice se produce modificarea lungimii efective a barelor prin crearea unor contacte/reazeme suplimentare care, dacă nu sunt luate în considerare la proiectarea rezistenţei cadrului prin armare adecvată, pot produce avarierea/distrugerea elementelor respective.

Fenomenul cel mai periculos este formarea stâlpilor scurţi prin efectul panourilor de zidărie care se dezvoltă parţial pe înălţimea etajului.

În figura C 10.19 este reprezentat mecanismul prin care un parapet de zidărie executat incorect (împănat/fixat lateral la contactul cu stâlpii) conduce la avarierea structurii:

- Reduce lungimea stâlpului
- Modifică schema statică, zidăria diagonalei comprimate constituind "reazem" suplimentar pentru stâlp

(a) (b

Figura C 10.19. Efectul panourilor de zidărie cu înălţime parţială-formarea stâlpilor scurţi

Modul de rupere al stâlpului dep inde de raportul între "lungimea" stâlpului scurtat şi dimensiunea secţiunii transversale în planul cadrului.

În cazul din figura C 10.**19(a)**, în care raportul menţionat este aproximativ cinci, stâlpul a cedat prin articularea plastică la ambele extremităţi ca urmare a capacităţii insuficiente de rezistenţă la compresiune excentrică.

În cazul din figura C 10.**19(b)** lungimea stâlpului scurtat a devenit practic egală cu latura sa (stâlp ***extrem de scurt***) ceea ce a generat o rupere explozivă prin forfecare, cu expulzarea betonului. Rapoartele echipelor de investigare post-seism conţin zeci de astfel de fotografii…

În mod similar se poate produce, cu aceleaşi efecte, scurtarea grinzilor prin panouri care se dezvoltă numai pe o parte din lungimea grinzii.

⇒ Efectele interacţiunilor necontrolate asupra panourilor de zidărie.

Avarierea panourilor de zidărie se manifestă, în cele mai multe cazuri, ca urmare a lipsei controlului mărimii deplasărilor impuse de cadru zidăriei înrămate. Absenţa în codurile de proiectare a prevederilor referitoare la limitarea deplasărilor relative de nivel, sau ignorarea lor atunci când acestea există, au drept consecinţă numeroase degradări ale pereţilor nestructurali de închidere şi/sau de compartimentare .

În comunicarea [Li, B, Wang,Z.,Mosalam, K.M., and Xie, H *Wenchuan Earthquake Field Reconnaissance on Reinforced Concrete Framed Buildings With and Without Masonry Infill Walls,* 14thWCEE, Beijing,2008] este prezentată o gamă largă de avarii tipice la cadrele cu panouri de zidărie constatate la cutremurul de la Wenchuan (2008). Comunicarea atrage atenţia asupra faptului că panourile din elemente cu goluri (a) şi (b) au prezentat mai multe avarii, protejând mai puţin cadrele decât panourile din zidărie cu elemente pline (c).

(a) (b) Zidărie cu elemente cu goluri (c) Zidărie cu elemente pline

Figura C 10.20. Comportarea panourilor de zidărie la cutremurul de la Wenchuan (2008)

La cutremurul de la L'Aquila (2009) s-au înregistrat avarii moderate sau mai severe ale zidăriilor de umplutură la 29% dintre clădirile investigate.

Panourile înrămate folosite la aceste clădiri au fost, în marea majoritate pereţi dublu strat cu gol interior, din cărămizi cu goluri orizontale (sau dispuse orizontal) şi fără armături în rosturi [Liel, A.B., Lynch, K P. *Vulnerability of reinforced concrete frame buildings and their occupants in the 2009 l'Aquila, Italy earthquake* Report Number 213 October 2009 Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering University of Colorado]

Cutremurul de la L'Aquila a pus în evidenţă comportarea nesatisfăcătoare a panourilor de umplutură din zidărie cu elemente cu goluri şi pereţi subţiri (similare celor din grupa **2S**). Sub efectul deplasărilor laterale ale cadrului, panourile s-au dezintegrat pur şi simplu, elementele prezentând spargeri explozive ceea ce reprezintă o dovadă în plus pentru lipsa de ***robusteţe*** a acestor elemente !.

Figura C 10.21. Avarierea panourilor de umplutură din elemente cu goluri şi pereţi subţiri

[Fred Turner, L'Aquila]

O altă cauză sistematică a avariilor care s-au manifestat este folosirea, la exterior, a pereţilor dublu strat cu gol interior, dar fără legături între straturi sau cu legături insuficiente sau ancorate necorespunzător.

(a)

(b)

Figura C 10.22. Zidărie dublu strat fără legături între straturi (Turcia 1999)

În figura C 10.22(b) este vizibil şi modul specific de avariere a elementelor cu pereţi subţiri prin cedarea explozivă cu expulzarea pereţilor exteriori ai elementului pentru zidărie .

Figura C 10.23. Zidărie dublu strat cu legături necorespunzătoare între straturi (L'Aquila 2009)

În figura C 10.23 se vede că legăturile între cele două straturi ale peretelui nu au fost realizate cu ancorele metalice prevăzute în standardul **SR EN 845** sau în reglementările similare din **USA**. Legăturile între straturi prin elemente ceramice (cărămizi/blocuri) dispuse transversal, cu distanţe mari între ele şi, probabil, insuficient ţesute, nu s-au dovedit capabile să asigure nici stabilitatea stratului exterior şi nici integritatea stratului interior.

Reamintim că pereţii dublu strat cu gol interior au fost folosiţi pe scară largă în clădirile interbelice din România, de multe ori chiar şi pentru pereţi structurali (zidăia *americană*, după denumirea vremii).

C10.5.3.1.1. (6) Determinarea caracteristicilor geometrice şi mecanice ale diagonalei comprimate - denumită şi *diagonala echivalentă ca rezistenţă şi rigiditate cu panoul de umplutură* - definită prin *lăţimea de zidărie efectivă* reprezintă problema cheie pentru stabilirea modelului de calcul.

Datele existente în literatură pentru lăţimea diagonalei echivalente variază în limite foarte largi. Această variaţie rezultă, în special, din nivelul de simplificare adoptat de autori. Relaţiile cele mai complexe [Stafford-Smith,B., and Carter, C., *A method of analysis for*

Infilled Frames Proc. ICE , v.44- 1969] [Mainstone, R. J., *On the Stiffness and Strength of Infilled Frames* Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 1971] au fost stabilite ţinând seama de un număr mare de parametri (dimensiunile zonei de contact, distribuţia eforturilor în zona de contact, raportul rigidităţilor cadrului / panoului, etc).
Mai recent, s-au propus relaţii mai simple, independente de proprietăţile cadrului şi ale panoului, care definesc lăţimea echivalentă a diagonalei ca o fracţiune din lungimea diagonalei panoului (D) dar, care au de asemenea, variaţii importante, de la un cercetător la altul:

- a = 0.25D [Paulay, T., and Priestley, M. J. N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, John Wiley & Sons, New York, 1992.]
- a = 0.20D [Penelis, G. G., & Kappos, A. J., *Earthquake-resistant concrete structures*, E & FN Spon, London, 1997]
- a = 0.10 D [*** Italia Ministero dei Lavori Pubblici, Circolare 10 Aprile 1997, *Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996*, Supplemento Ordinario alla Gazzetta Uficiale n. 97, 28 Aprile 1997]

În Cod s-a adoptat valoarea a = 0.10D apreciind că valorile date de celelalte propuneri conduc la forţe nerealist de mari în diagonala comprimată şi prin urmare la dimensionări suplimentare excesive ale grinzilor şi stâlpilor.

Pentru cadre metalice, cercetări mai vechi, au propus o lăţime şi mai mare a diagonalei: a = 0.33D [Holmes, M., *Steel frames with brickwork and concrete infilling*", Proc. of the Institution of Civil Engineers, part 2, vol. 19, pp. 473-478, London, 1961]

Un calcul mai exact a fost propus în [Mainstone, R. J., *Supplementary note on the stiffness and strenght of infilled frames*, Current Paper CP13/74, BRE,London, 1974] pornind de la observaţia că lăţimea diagonalei echivalente nu rămâne constantă ci depinde de starea de degradare a panoului. Valorile propuse în această lucrare au caracter empiric fiind bazate pe prelucrarea unor date experimentale.

- la iniţierea fisurării $\frac{a}{D} \cong 0.56 \sin 2\theta (\lambda H_{et})^{3.78}$
- în faza intermediară şi, suficient de exact, până la rupere $\frac{a}{D} \cong 0.17 \sin 2\theta (\lambda H_{et})^{3.90}$

Lucrarea [Ghassan Al-Chaar *Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures*. US Army Corp of Engineers, Engineer Research and Development Center, January 2002] analizează şi efectul interacţiunii între cele două categorii de solicitări: în planul panoului şi perpendicular pe acesta. Experienţa ultimelor cutremure a arătat că rezistenţa panourilor de umplutură la acţiunea seismică în planul peretelui poate fi drastic redusă în condiţiile în care forţa perpendiculară pe plan are valori importante. Pe baza unui calcul neliniar cu elemente finite s-a stabilit o relaţie de reducere a capacităţii de rezistenţă în planul panoului în funcţie de intensitatea solicitării perpendiculară pe plan.
Relaţia propusă pentru evaluarea reducerii rezistenţei datorită efectului suprapunerii celor două solicitări are forma:

$$F_{Rd}^{redus}(zu) = k_{\perp} F_{Rd}(zu)$$

cu

$$k_{\perp} = 1 + \frac{1}{4}\rho_{\perp} - \frac{5}{4}\rho_{\perp}^2$$

unde $\rho_{\perp} = \frac{F_E(\perp)}{F_R(\perp)}$

Notaţiile folosite mai sus sunt:

$F_E(\perp)$ forţa seismică uniform distribuită normală pe plan

$F_R(\perp)$ forţa capabilă uniform distribuită normală pe plan

$k_{\perp}$ coeficientul de reducere a capacităţii de rezistenţă în plan F_{Rd}(zu) datorită acţiunii seismice perpendiculară pe plan

C10.5.3.4. Condiţii pentru proiectarea seismică a pereţilor de compartimentare din alte materiale.

C10.5.3.4 (2) Unul dintre avantajele folosirii pereţilor despărţitori uşori (cu schelet din lemn/oţel şi panouri de gips carton) este sensibilitatea mai redusă la deplasările relative de nivel ale ansamblului structurii. Prezentarea mai detaliată dată în cele ce urmează are ca scop încurajarea introducerii pe scară largă a acestor pereţi în practica curentă din România. Utilizarea acestui tip de pereţi în locul celor din zidărie aduce şi avantaje în cazul reparării/înlocuirii după un cutremur sever.

În cazul pereţilor uşori, valorile limită ale driftului (pentru calculul în planul peretelui) şi ale săgeţii maxime (pentru calculul perpendicular pe planul peretelui) depind în primul rând de modul de alcătuire al scheletului metalic sau din lemn.

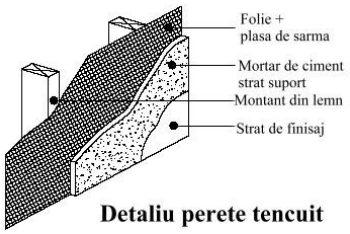


Figura C 10.24. Alcătuirea pereţilor uşori folosiţi la încercările prezentate în

[Arnold,A.E. *Cyclic Behaviour and Repair of Stucco and Gypsum Sheathed Woodframe Walls,* Report no. SSRP 2002/07, Univ. of California, San Diego]

Pentru verificarea la SLS, în vederea protejării finisajelor, săgeata perpendiculară pe plan trebuie să fie $\leq H_{et}/200$ -limită stabilită, de exemplu, în standardul NZS 4203:1992.
În ceea ce priveşte condiţiile de verificare la **SLS** în raport cu acţiunea seismică în planul pretelui, unele date relevante rezultă din încercări recente asupra pereţilor despărţitori cu schelet din lemn şi feţe din tencuială armată sau panouri de ipsos (tencuite sau acoperite cu tapet) [Arnold,A.E. *Cyclic Behaviour and Repair of Stucco and Gypsum Sheathed Woodframe Walls* Report no. SSRP 2002/07, Univ. of California, San Diego].

Aceste încercări au permis stabilirea a trei domenii de deformare (deplasare relativă de nivel) care sunt relevante pentru **SLS** a pereţilor despărţitori:

- Domeniul 1 cu $\Delta_{max} = 2‰$ (clădire *complet funcţională* - CCF)
- Domeniul 2 cu $\Delta_{max} = 4‰$ (clădire *funcţională* -CF)
- Domeniul 3 cu $\Delta_{max} = 7‰$ (clădire care asigură *protecţia vieţii* - CPV)

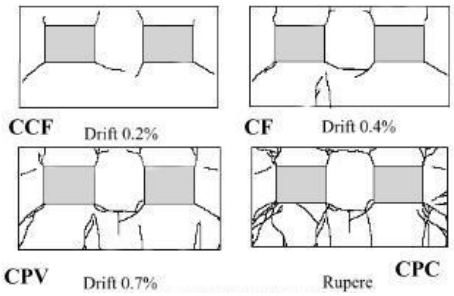
Cu datele de mai sus se pot evalua, orientativ, deplasările relative de etaj, în funcţie de nivelurile de performanţă "ţintă", dacă se urmăreşte protecţia pereţilor despărţitori

- Pentru o clădire de birouri cu h_{etaj} = 3.60 m deplasările relative de nivel admisibile d_r sunt:
  * clădire complet funcţională: ID = 0.2%……d_r = 0.72 cm
  * clădire funcţională: ID = 0.4%……d_r = 1.44 cm
- Pentru o clădire de locuit cu h_{etaj} = 3.00 m deplasările relative de nivel admisibile d_r sunt:
  * clădire complet funcţională: ID = 0.2%……d_r = 0.60 cm
  * clădire funcţională: ID = 0.4%……d_r = 1.20 cm

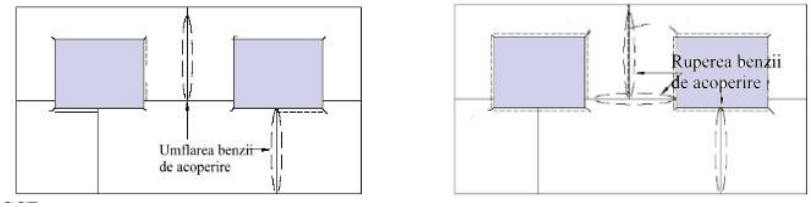
Rezultatele încercărilor au arătat următoarele informaţii semnificative:

Panouri cu feţe tencuite (figura C 10.25a)

- Domeniul 1 Starea de fisurare a tencuielii şi deschiderile fisurilor arată un grad de avariere foarte redus. Multe din fisuri sunt din categoria "fir de păr" pentru care deschiderea este ≤ 0.05 mm.
- Domeniul 2 Este caracterizat prin creşterea continuă a lungimii şi deschiderii fisurilor formate în domeniul 1 şi prin apariţia unor noi fisuri.
- Domeniul 3 Comportarea tencuielilor pentru valori mai mari ale deplasării relative de nivel au arătat atât amplificarea procesului de fisurare cât şi situaţii în care s-a produs desprinderea stratului de finisaj.



(a)



Clădire complet funcţională Clădire funcţională

Figura C 10.25. Evoluţia avariilor la pereţii uşori cu feţe tencuite (a) şi la pereţii uşori cu feţe din panouri de ipsos (b)

Panouri cu feţe din plăci de ipsos (figura C 10.25b)

- Domeniul 1. S-au produs numai foarte puţine fisuri, în majoritate de tip "fir de păr", cu lungimi scurte, începând de la colţurile golurilor.
- Domeniul 2. Fisurile s-au amplificat atât ca lungime cât şi ca deschidere. S-a observat deformarea benzii de acoperire la rostul dintre plăci şi izolat ieşirea cuielor din locaşuri.
- Domeniul 3 Este caracterizat prin extinderea procesului de avariere: ruperea benzilor de acoperire de la rosturi şi ieşirea unui număr mare de cuie din locaşuri.

Prevederea armăturilor de legătură are ca scop îmbunătăţirea condiţiilor de contur şi implicit o reducere a momentelor încovoietoare în câmpul peretelui precum şi o creştere a rezistenţei acestor secţiuni la lunecare verticală şi la rupere din încovoiere perpendicular pe rosturile orizontale.

C10.5.3.4.(3)Protecţia pereţilor de compartimentare faţă de efectele deplasărilor laterale de nivel care induc eforturi în planul peretelui (în punctele de contact) se realizează eficient prin asigurarea spaţiilor libere între perete şi structură sau între perete şi alte componente nestructurale.

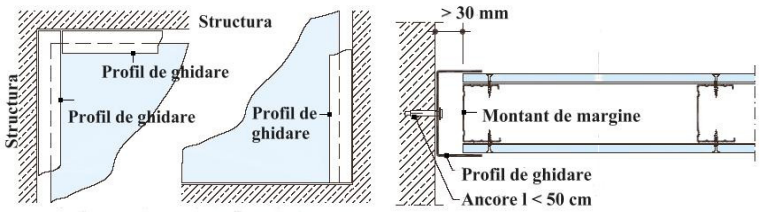


Figura C 10.26. Asigurarea spaţiilor libere la montarea pereţilor de compartimentare cu schelet

Prevederile Codului referitoare la posibilitatea de preluare a deplasărilor relative de nivel au implicaţii care necesită unele precizări:

- spaţiile libere necesare pentru preluarea deplasărilor din temperatură sau din acţiunea seismică trebuie să fie tratate pentru a împiedica pătrunderea aerului şi a umidităţii în interiorul clădirii; materialul folosit în acest scop trebuie să rămână permanent plastic (să nu blocheze deplasările relative) şi în acelaşi timp să răspundă exigenţelor legate de aspectul faţadei şi să poată fi înlocuit dacă a fost deteriorat în timpul cutremurului;
- în multe cazuri, pentru preluarea deplasărilor relative de nivel prinderile sunt alcătuite astfel încât să formeze un sistem static determinat; lipsa de redundanţă şi imposibilitatea retransmiterii eforturilor în cazul cedării unei prinderi ar trebui compensată prin dimensionarea legăturilor pentru forţe de câteva ori mai mari decât cele care ar rezulta în cazul unor prinderi ductile astfel încât materialul respectiv să rămână în domeniul elastic de comportare în cazul cutremurului de proiectare;
- deplasările relative probabile ale clădirii pentru care se proiectează prinderile trebuie să ţină seama de toleranţele de fabricaţie şi de montaj ale prefabricatelor

C10.5.3.1.2. Condiţii pentru proiectarea seismică a pereţilor nestructurali de închidere care nu sunt înrămaţi în cadre de beton armat/oţel

C10.5.3.1.2 (3) Rolul stâlpişorilor şi al centurilor este de a fragmenta panoul de perete astfel încât solicitările perpendiculare pe planul acestuia să nu depăşească rezistenţa zidăriei şi de asigura transmiterea forţelor seismice aferente acestuia la structura principală a clădirii prin elemente capabile să preia eforturile de întindere care rezultă. Amplasarea sistemului de stâlpişori şi centuri nu trebuie să modifice schema statică a structurii principale. Elementele structurii trebuie să fie verificate pentru efectul local al forţelor transmise de stâlpişori şi centuri.

C10.5.3.1.3. Conditii de proiectare seismică a pereţilor de compartimentare din zidărie (A3z) care nu sunt înrămaţi în cadre de beton armat/oţel

Prevederile se referă la asigurarea rezistenţei pereţilor de compartimentare realizaţi din zidărie pentru acţiunea directă a cutremurului (perpendiculară pe planul peretelui).
În aceste condiţii valoarea forţei de calcul depinde de:

- poziţia peretelui pe înălţimea clădirii;
- masa peretelui (care trebuie să includă şi masa obiectelor care ar putea fi suspendate pe acesta).

Rezultă deci o forţă perpendiculară uniform distribuită pe planul peretelui care se calculează cu valoarea medie a acceleraţiei de nivel (produsul mediu pe etaj $a_g K_z$) şi o forţă seismică orizontală concentrată în centrul de greutate al masei suspendate (figura C 10.6). Valorile acestor forţe cresc de la parter către ultimul nivel al clădirii. În aceste condiţii, dacă toate nivelurile au aceiaşi înălţime şi dacă distribuţia şi dimensiunile pereţilor de compartimentare sunt identice la toate nivelurile clădirii este suficientă verificarea rezistenţei pereţilor numai la ultimul nivel.
În absenţa unui calcul mai exact (cu elemente finite, de exemplu) pentru pereţii plini, momentele încovoietoare în perete pot fi calculate cu formulele din teoria plăcilor elastice ţinând seama de condiţiile de fixare a peretelui pe contur.
În cazul pereţilor cu goluri de uşi sau ferestre, conform prevederilor SR EN 1996-1 preluate în CR6, calculul momentelor încovoietoare se poate face prin descompunerea peretelui în fragmente dreptunghiulare.
În funcţie de legăturile cu structura sau cu ceilalţi pereţi structurali/nestructurali marginile unui perete de compartimentare pot fi:

- încastrate: perete nestructural legat prin ţesere cu un perete structural cu grosime cel puţin dublă;
- cu continuitate: perete nestructural intersectat de un alt perete perpendicular;
- cu simplă rezemare: în această situaţie se află marginea inferioară a peretelui (rezemată pe planseul inferior) şi marginea superioară (fixată de planşeul superior); de asemenea marginile verticale ale panourilor de zidărie de umplutură alăturate stâlpilor / pereţilor de beton;
- laturi libere: marginea superioară a pereţilor parţial dezvoltaţi pe înălţime şi marginile laterale lângă goluri (chiar dacă golul nu se dezvoltă pe toată înălţimea panoului.

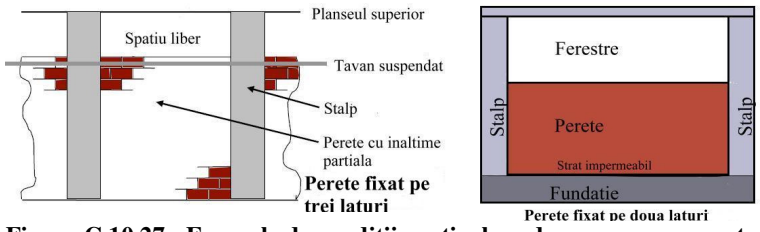


Figura C 10.27. Exemple de condiţii particulare de rezemare pe contur

C10.5.3.1.3(5) Prevederea are ca obiect:

- asigurarea stabilităţii pereţilor care nu sunt fixaţi la partea superioară în planşeul superior;
- evitarea unor interacţiuni necontrolate între pereţii de compartimentare - indiferent de materialul din care sunt realizaţi - şi tavanul suspendat din care ar putea rezulta degradarea tavanului şi a instalaţiilor incluse în acesta.

După calcularea deplasării relative de nivel a structurii, mărimea spaţiului dintre structură, pereţii despărţitori şi/sau alte elemente nestructurale care se pot afla în interacţiune poate fi stabilită prin adunarea celor mai defavorabile valori ale deformaţiilor locale estimate şi a toleranţelor de construcţie. Pentru calculul eforturilor

C10.5.4. Proiectare seismică a tavanelor suspendate (A4)

Analiza comportării tavanelor suspendate la cutremurele din ultimii ani a pus în evidenţă mai multe categorii de avarii. Cele mai importante se concentrează zonele de contact cu pereţii de contur, la rosturile dintre tronsoane şi la legăturile cu sistemele de sprinklere, deoarece, în absenţa sau datorită insuficienţei sistemelor de contravântuire / blocare a deplasărilor laterale, se produce, de regulă, avarierea elementelor care pătrund prin tavan (sprinklere, guri de ventilatie, etc) şi/sau a elementelor care vin în contact cu pereţii încăperii. În timpul mişcării seismice, s-a constatat că panourile din tencuială sau cele ceramice au ieşit de pe reazeme (aripile profilului) şi au căzut. De asemenea corpurile de iluminat înglobate în tavan s-au desprins şi au căzut. Mişcările tavanului faţă de pereţii despărţitori au avariat sistemele de agăţare şi pe măsură ce mişcarea seismică a continuat tavanul a început să oscileze şi să se ciocnească de pereţii înconjurători. În acelaşi timp s-a produs şi căderea corpurilor de iluminat care erau prinse de tavan.

Avarierea masivă a tavanelor suspendate în special în şcoli, a fost considerată o sursă importantă de risc astfel încât una din recomandările specialiştilor care au examinat aceste clădiri au fost introducerea obligativităţii proiectării (calcul şi detaliere constructiv) pentru toate elementele nestructurale care pot cădea în încăperea respectivă: tavane suspendate, corpuri de iluminat şi accesoriile respective.

Notă. Din cercetarea literaturii de specialitate rezultă că primele prevederi tehnice pentru îmbunătăţirea comportării la cutremur a tavanelor suspendate au fost formulate de asociaţia profesională "Ceiling and Interior System Contractors (CISCA)" în anul 1972.

Dacă, în mod obişnuit, tavanele uşoare nu reprezintă un pericol pentru viaţa persoanelor din interiorul clădirii, există situaţii în care se pot produce accidente mai mult sau mai puţin grave. Este, mai ales, cazul tavanelor de dimensiuni mari şi al celor amplasate pe căile de evacuare/acces. Consecinţele acestor avarii pot fi simţitor mai mari în cazul unor funcţiuni care adăpostesc persoane vulnerabile (de exemplu, creşe, cămine pentru bătrâni sau pentru persoane cu handicap) şi pot fi accentuate în mod deosebit în cazurile în care execuţia este necorespunzătoare.

Un alt mod de avariere constatat este deplasarea/ieşirea panourilor de tavan din sistemul structurii proprii urmată de căderea acestora. Pericolul reprezentat de acest tip avarii depinde de greutatea panourilor respective, de înălţimea şi de funcţiunile încăperilor pe care este montat tavanul. Căderea panourilor pe căile de acces poate întârzia/împiedica evacuarea clădirii sau accesul echipelor de intervenţie. Prinderea cu cleme a panourilor de structura proprie a tavanului este o măsură de precauţie care, în anumite limite, poate reduce probabilitatea de cădere a panourilor. S-a constat că eficienţa acestei prevederi depinde însă de mai mulţi factori dintre care se menţionează: tipul tavanului şi al prinderilor acestuia, caracteristicile panourilor, alcătuirea şi fixarea clemelor. Subliniem că, în mare măsură, eficienţa prinderilor depinde de corectitudinea execuţiei.

O altă situaţie în care se pot produce avarii se întâlneşte dacă tavanul reprezintă reazem, la parte superioară pentru pereţii despărţitori. Este cazul pereţilor despărţitori

uşori care nu continuă până la planşeul superior (cel mai adesea din considerente de economie) care implică verificarea capacităţii acestor pereţi de a prelua deplasările tavanului fără ca prin aceasta să se producă ruperea/căderea pereţilor.

Printre cele mai vulnerabile sisteme de tavane suspendate se numără cele realizate din şipci pe care se fixează tencuială sau panouri de gips-carton. Aceste tavane au rigiditate semnificativă în plan orizontal şi primesc forţe seismice importante care, de cele mai multe ori, depăşesc capacitatea de rezistenţă a mortarului sau a panoului de gips carton. Din acest motiv se produce fisurarea tencuielii/panoului şi de multe ori desprinderea acestora de şipci. La rândul lor, dacă nu sunt bine fixate, şipcile se pot desprinde de structura planşeului producând căderea unor zone mai mult sau mai puţin extinse ale tavanului.

Deplasările tavanului în timpul cutremurului pot produce şi avarierea corpurilor de iluminat integrate în tavan care se pot desprinde şi pot cădea din sistemul de susţinere. Observaţiile făcute după mai multe cutremure au arătat că pentru corputrile de iluminat care au avut un sistem de fixare propriu, independent de sistemul de fixare al tavanului, amploarea avariilor a fost mai mică.

În sfârşit, vom semnala faptul că, în cazul în care tavanul este continuu în zonele de rost între tronsoanele adiacente, se pot înregistra avarii importante datorită imposibilitaţii acestuia de a prelua mişcările diferenţiate (uneori în sensuri contrare) ale tronsoanelor respective. Acest tip de avarii nu este acceptabil pe căile de evacuare deoarece conduce, de cele mai multe ori la căderea unor panouri din tavan. Pentru tavanele din alte categorii de încăperi mişcarea diferenţiată produce avarii locale care au doar consecinţe materiale (costurile reparării/înlocuirii pieselor avariate).

Sistemele de suspendare a tavanului de structura principală a clădirii au două funcţiuni:

- preluarea încărcărilor verticale şi orizontale aferente şi transmiterea lor la structura principală a clădirii;
- limitarea deplasărilor orizontale şi verticale ale tavanului.

Încărcările verticale din greutatea proprie a tavanului şi a instalaţiilor incluse în acesta, se transmit la structura principală a clădirii, direct, prin piesele metalice de suspendare, iar la margini prin rezemare directă pe elementul de contur care are şi rolul de a asigura închiderea spaţiului până la intradosul planşeului superior.

Elementul de contur este în mod obişnuit un cornier dar poate fi şi un profil "U" sau un profil cu formă mai complicată.

Pentru preluarea forţelor orizontale şi limitarea deplasărilor laterale ale tavanului, alcătuirea sistemelor de suspendare se poate face în una din următoarele două variante:

- cu fire înclinate flexibile (sârme, cabluri sau lanţuri), cu sau fără montanţi verticali rigizi, (tavane cu contravântuiri);
- numai cu fire verticale flexibile şi cu prinderi rigide (de regulă, cu şuruburi) de cornierul de contur (tavane suspendate direct- fără contravântuiri).

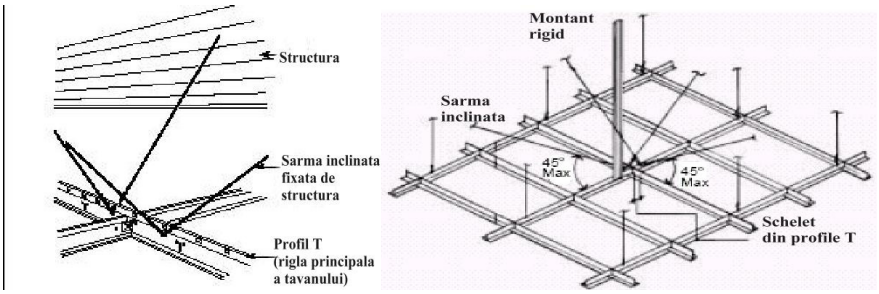


Figura C 10.28. Sisteme de prindere a tavanelor suspendate

În cazul tavanelor cu contravântuiri, firele flexibile înclinate preiau, prin întindere, forţele verticale şi orizontale şi limitează deplasările laterale iar montanţii rigizi preiau eforturile de compresiune asociate întinderilor din fire şi împiedică deplasarea pe verticală (în sus) a tavanului. În acest caz, firele înclinate se pot monta "întinse". La tavanele care nu au montanţi rigizi firele înclinate trebuie să fie montate "slăbite" pentru a se evita deplanarea tavanului (ridicarea pe verticală sub efectul întinderii din fire).

Amplasarea punctelor de prindere, în câmpul curent al tavanului se face în funcţie de tipul tavanului şi de mărimea forţelor verticale şi seismice. Poziţia şi alcătuirea prinderilor se aleg astfel încât să permită montarea instalaţiilor (canale de ventilaţie, cabluri electrice, guri de ventilaţie, etc). Ca regulă generală, tavanele suspendate nu trebuie să fie agăţate de sistemele de instalaţii (canale de ventilaţie, conducte); această rezolvare poate fi acceptată numai dacă, prin proiectare, aceste instalaţii au fost asigurate cu rezistenţa şi rigiditatea necesare pentru a suporta încărcările respective. În cazul în care sistemele de instalaţii împiedică aşezarea normală a pieselor de agăţare ale tavanului, acestea din urmă trebuie să fie deplasate şi/sau suplimentate (de regulă se montează de ambele părţi ale instalaţiilor respective).

Panourile de închidere ale tavanelor suspendate pot fi executate din diferite materiale: ipsos, aluminiu, sticlă, lemn, materiale plastice.

Alcătuirea panourilor de închidere depinde de:

- cerinţele acustice;
- cerinţa de comportare la foc;
- cerinţele de durabilitate;
- cerinţe de aspect (textură, grad de finisare, etc)

Comportarea la cutremur a panourilor de închidere depinde de proprietăţile materialelor din care acestea sunt făcute şi de modul de prindere a panourilor de structura proprie a tavanului.

O condiţie importantă este ca panourile uşoare să poată suporta deformaţiile structurii proprii a tavanului fără a fisura şi/sau fără a se deplana.

Panourile din aluminiu, care sunt folosite pe o scară largă, se comportă satisfăcător dacă sunt prinse/montate corect (cu sârme şi rezemări convenabile) şi, mai ales, dacă prinderea de profilele purtătoare este suficient de rezistentă.

Sistemul de prindere al panourilor trebuie să permită o fixare sigură dar şi posibilitatea unui acces facil atunci când se execută lucrări de întreţinere sau de intervenţie.

Pentru aşezarea cât mai sigură a panourilor se recomandă ca profilele T din care este alcătuită reţeaua să aibă tălpile suficient de late pentru a evita căderea acestora din cauza deplasărilor laterale. În mod obişnuit panourile se prind cu agrafe de structura tavanului iar, mai recent, unele firme propun prinderea panourilor şi prin lipire.

Pentru controlarea deplasărilor şi deformaţiilor clădirii provenite din variaţii de temperatură sau din acţiunea seismică precum şi a eforturilor interioare din contracţie sau dilatare, structura proprie a tavanului se fragmentează cu rosturi. În mod obişnuit rosturile se prevăd în dreptul rosturilor din structura principală şi pe conturul tavanului (lângă elementele de construcţie de pe conturul încăperii).

Sunt necesare rosturi în structura proprie a tavanului şi în următoarele situaţii particulare:

- în zonele în care se modifică cota de nivel a tavanului;
- în încăperile cu forme complexe în plan ("L","U", "T");
- pentru tavanele a căror suprafaţă depăşeşte circa 250 m^2 (cu rezemare pe contur) sau circa 100 m^2 (fără rezemare pe contur);
- pentru tavanele al căror intrados continuu depăşeşte circa 9.0 m în fiecare direcţie.

La rosturi, elementele principale ale structurii proprii a tavanului se dublează, fiecare având sistemul său propriu de suspendare.

Având în vedere problemele complexe legate de comportarea la cutremur a tavanelor suspendate, în mai multe ţări s-au desfăşurat cercetări experimentale pe modele reduse şi la scară naturală.

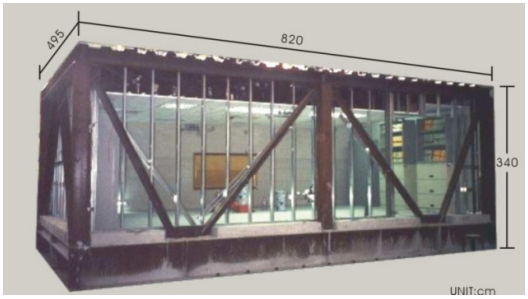


Figura C 10.29. Stand pentru încercarea tavanelor suspendate

[Yao,G.C. *Research and application on seismic safety of operational and functional components in buildings* Proc. Canada-Taiwan Natural Hazard Mitigation Workshop, 2002, Ottawa Canada]

Cercetările prezentate în [Yao,G.C. *Research and application on seismic safety of operational and functional components in buildings* Proc. Canada-Taiwan Natural Hazard Mitigation Workshop, 2002, Ottawa Canada] s-au realizat prin construirea unui model de încăpere cu dimensiunile în plan 8.2 x 4.95 m (circa 40 m^2) şi înălţimea de 3.40 m în care au fost montate tavane cu lungimea firelor de suspendare de 60 cm.

A fost încercate patru tipuri de alcătuire a tavanului folosind combinaţii ale celor trei mijloace de suspendare obişnuite şi recomandate de normele americane:

1 - fixarea riglelor de elementele de margine;

2 - fire de suspendare la capetele riglelor;

3 - fire înclinate şi montanţi rigizi.

Alcătuirea de tip "A" corespunde prevederilor standardului american ASTM E580-96 [**ASTM** American Society for Testing and Materials - ASTM E580-96, *Standard Practice For*

Application of Ceiling Suspension Systems for Acoustical Tile and Lay-in Panels in Areas Requiring Moderate Seismic Restrain 1996] iar alcătuirea de tip "D" corespunde practicii curente în zone neseismice.

Ca excitaţie, la baza modelului s-au folosit patru tipuri de mişcări caracteristice pentru cutremurele din Taiwan (două mişcări cu bandă îngustă şi două mişcări cu bandă lată de frecvenţe). Acceleraţiile mişcărilor au fost între 0.25 g şi 1.5 g.

Notă. Valoarea maximă a acceleraţiei folosite pentru încercări (1.5g) corespunde produsului următorilor parametri:

- acceleraţia terenului $a_t = 0.33g$ (valoare de calcul folosită în Taiwan)
- coeficientul de importanţă $\gamma_{tav} = 1.5$
- coeficientul de amplificare a acceleraţiei pe înălţimea clădirii $K_z = 3.0$

Valoarea acceleraţiei seismice la care s-au făcut încercările este apropiată de cea care corespunde Codului P100-1 pentru zonele $a_g = 0.30g$ şi $a_g = 0.35g$.

Aşa cum se constată din rezultatele prezentate în tabelul de mai jos aplicarea măsurilor constructive date în standardul ASTM asigură preluarea unei acceleraţii de nivel de cel puţin 1.5g fără ca integritatea tavanului să fie afectată. Din acelaşi tabel rezultă, în că absenţa legăturilor înclinate, modificarea nivelului acceleraţiei de avariere este puţin semnificativă pentru siguranţa acestora.

Tabelul C10.5

Tipul tavanului	Elemente de prindere			Accel.de avariere	Modul de rupere
	1	2	3		
A	da	da	da	> 1.5g	Practic nici o avarie
B	da	da	nu	1.5g	Riglele s-au desprins de elementele de margine;câteva panouri fisurate, şi puţine capete de rigle deformate datorită contactului cu peretele de capăt
C	da	nu	nu	0.8g	Riglele au început să se rupă şi să cadă. Cele mai multe panouri au fisurat la 0.8g. La 1.5g s-a produs prăbuşirea tavanului
D	nu	nu	nu	0.25g	Riglele s-au desprins de elementele de margine; riglele de margine au început să se rupă şi să cadă la 0.4g

C10.5.3.3. Condiţii pentru proiectarea seismică a faţadelor vitrate

C10.5.3.3.(1) Prevederile acestui paragraf se referă la satisfacerea cerinţei "rezistenţă şi stabilitate" pentru următoarele componente ale faţadelor vitrate:

- structura proprie a peretelui cortină (elementele componente şi îmbinările acestora), a ramelor vitrinelor şi ferestrelor;
- panourile vitrate (din sticlă) sau opace;
- prinderile structurii proprii ale peretelui cortină şi ale ramelor vitrinelor şi ferestrelor de structura clădirii.

Pentru satisfacerea acestei cerinţe se formulează cerinţe şi criterii de performanţă generale şi specifice după cum urmează:

i. Cerinţe generale: Faţadele vitrate şi, în mod special, pereţii cortină, inclusiv prinderile acestora de structura principală, trebuie să fie proiectaţi şi executaţi astfel

încât, sub efectul acţiunilor susceptibile de a se exercita asupra lor în timpul execuţiei şi exploatării, să nu se producă nici unul dintre următoarele evenimente:

- prăbuşirea totală sau prăbuşirea parţială/locală;
- producerea unor avarii de tip "prăbuşire progresivă";
- căderea sau spargerea panourilor de sticlă;
- avarierea sistemelor de etanşare, ca urmare a deformaţiilor excesive ale elementelor structurale (structura principală a clădirii sau structura proprie a peretelui cortină, a vitrinei sau a ferestrelor);
- limitarea sau imposibilitatea manevrării părţilor mobile (ferestre, uşi);
- producerea unor vibraţii de intensitate inacceptabilă pentru exploatarea normală.

ii. Cerinţe specifice: Cerinţele specifice ale investitorilor/utilizatorilor privind comportarea faţadelor vitrate şi, în mod special, a pereţilor cortină, sub efectul acţiunii cutremurului (aceleaşi ca şi în cazul vântului puternic) sunt următoarele:

- Cerinţa de siguranţă a vieţii: reducerea riscului de punere în pericol a siguranţei persoanelor prin căderea, în spaţiile publice (în stradă, de exemplu) sau în spaţiile în care se pot afla mai multe persoane (curţile interioare ale şcolilor, atriumuri, etc.), a geamurilor.
  În vederea satisfacerii acestei cerinţe se impun măsuri pentru:
  * prevenirea riscului de spargere a sticlei;
  * prevenirea căderii fragmentelor de sticlă, dacă s-a produs spargerea.
- Cerinţa de limitare a degradărilor: reducerea costurilor pentru repararea faţadelor vitrate avariate de cutremur precum şi a pierderilor cauzate de întreruperea activităţii în clădire ca urmare a avarierii faţadei.

Note. 1^{o} Cerinţa de siguranţă a vieţii este impusă şi de autorităţile publice, în timp ce cerinţa de limitare a degradărilor aparţine, de regulă, numai investitorilor.

2^{o} Cerinţa de limitare a degradărilor corespunde cerinţelor de "funcţionalitate" şi "reparabilitate" formulate în reglementările din unele ţări (Japonia, de exemplu).

Satisfacerea cerinţelor generale enunţate la (i) este condiţionată şi de :

- concepţia generală şi de detaliu a faţadei vitrate şi în special a peretelui cortină, a componentelor acestora, a legăturilor între componente şi a legăturilor faţadei cu structura principală a clădirii;
- proprietăţile, performanţele, utilizarea şi modul de punere în operă ale materialelor şi produselor de construcţie;
- calitatea execuţiei şi realizarea lucrărilor de întreţinere necesare.

În cazul pereţilor cortină, producerea unor avarii de tip "prăbuşire progresivă" poate fi limitată sau evitată prin măsuri adecvate privind:

- determinarea riscului de apariţie a unor astfel de evenimente;
- adoptarea unei configuraţii structurale care nu prezintă sensibilităţi la astfel de evenimente (configuraţie structurală *redundantă*);
- asigurarea elementelor structurii proprii ş a prinderilor de structura principală cu ductilitate suficientă.

Criteriile de performanţă specifice pe care trebuie să le îndeplinească sticla sub efectul acţiunii seismice, pentru satisfacerea cerinţelor de la (ii), sunt următoarele:

- Cerinţa de siguranţă a vieţii, pentru cutremurul de proiectare, cu perioda medie de revenire de 225 de ani, este satisfăcută atunci când:

* sticla se sparge în bucăţi dar rămâne în rame sau în ancoraje în condiţii limită de stabilitate, putând însă cădea în orice moment;
* sticla cade din rame sau din ancoraje în fragmente mici care nu pot pune în pericol viaţa oamenilor (modul de spargere depinde de tipul sticlei);

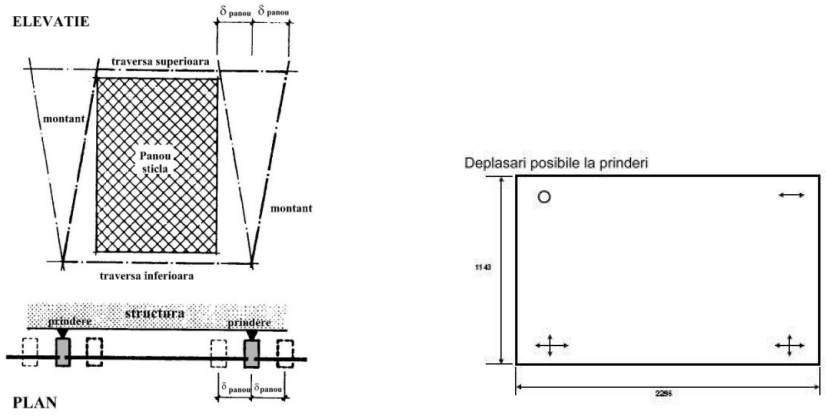
Cerinţa de siguranţă a vieţii nu poate fi totuşi asigurată dacă:

* fragmentele de sticlă, chiar de mici dimensiuni (din geam securizat), cad de la înălţime mare sau foarte mare;
* sticla se sparge în cioburi mari şi/sau panourile cad în întregime din rame sau împreună cu ramele.

- Cerinţa de limitare a degradărilor sub efectul cutremurului "de serviciu", (cu perioada medie de revenire de circa 40 de ani) este satisfăcută atunci când:
  * sticla rămâne neafectată în rame sau în ancoraje;
  * sticla fisurează însă rămâne prinsă în rame sau în ancoraje şi continuă să asigure funcţiunile de închidere faţă de exterior (protecţia împotriva agenţilor atmosferici) şi protecţia împotriva intruziunii.

  În aceste condiţii se asigură, în acelaşi timp, atât cerinţa de siguranţă a vieţii cât şi condiţiile de utilizare imediată a clădirii (înlocuirea sticlei fisurate se poate face oricând doreşte beneficiarul).

În majoritatea Codurilor existente nu se dau precizări privind comportarea seismică a diferitelor tipuri de sticlă şi nici a diferitelor tipuri de rame.



(a) Panouri de sticlă în schelet metalic (b) Panouri de sticlă fixate în puncte izolate

Figura C 10.30. Deplasarea panourilor de sticlă ale faţadelor cortină

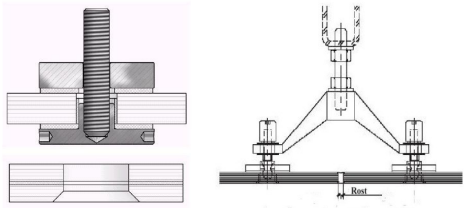


Figura C 10.31. Detalii de prindere a sticlei în puncte izolate

Încercări recente, au arătat însă că diferitele tipuri de sticlă prezintă mari diferenţe între valorile driftului care provoacă fisurarea sau căderea sticlei din rame.

Astfel de încercări s-au efectuat pe mai multe tipuri de sticlă cu grosimea de 6 mm cu asamblări specifice vitrinelor obişnuite şi unor pereţi cortină pentru clădiri cu dimensiuni medii.

În cazul vitrinelor proiectate conform Codurilor în vigoare, s-a constatat că **SLS** (asociată cu avarierea colţurilor sticlei şi degradarea garniturilor) a fost depăşită pentru un cutremur moderat iar **ULS** (asociată cu fisurarea extinsă/generalizată şi căderea bucăţilor de sticlă) a fost atinsă în cazul cutremurului sever.

Protecţia panourilor de ferestre faţă de deplasările laterale ale structurii a fost uneori realizată prin montarea cadrelor de fereastră pe resoarte care le ţin separate de elementele structurii. Cu o frecvenţă mai mare se întâlneşte soluţia de umplere a spaţiului dintre ramă şi elementele structurale adiacente cu masticuri sau chituri permanent plastice pentru a permite astfel deplasarea panourilor de fereastră. În ambele cazuri este necesar să se asigure stabilitatea şi rezistenţa ferestrelor pentru forţele perpendiculare pe planul acestora datorate acţiunii vântului sau a cutremurului.

Cadrele metalice ale ferestrelor legate de structură sau de alte elemente nestructurale se deformează şi unele elemente îşi pot pierde stabilitatea atunci când sunt supuse unor deformaţii mari provocând căderea sticlei sau spargerea acesteia.

Aceste avarii se pot produce din mai multe cauze:

- sticla a fost tăiată prea mică pentru deschidere;
- sticla a fost tăiată prea mare pentru deschidere având o margine prea mică/fără margine care să preia deformaţiile cadrului;
- sticla nu este deloc adaptată cadrului şi astfel se mişcă independent în cadru şi se poate sparge/cădea jos.

Datorită cauzelor de mai sus şi faptului că în multe cazuri structura nu are rigiditate suficientă pentru a limita deformaţiile laterale şi distorsiunile unghiulare ale golurilorde fereastră, este de aşteptat ca în cazul unui cutremur moderat sau intens un număr important de panouri de sticlă să fie avariate.

C10.5.3.3.(2) Condiţia ca deplasarea relativă de nivel care produce spargerea şi/sau căderea sticlei din peretele cortină sau din vitrină - d_{ra}(sticlă)- să fie limitată inferior a fost introdusă pentru prima dată Japonia în 1982 [SGAJ Sheet Glass Association of Japan *Earthquake Safety Design of Windows*] şi este bazată pe o formulă pentru calculul deplasării relative de nivel care produce contactul între sticlă şi rama panoului [Bouwkamp, J.G., Meehan, J.F. *Drift Limitations Imposed by Glass* Proc. Second World Conf. Earthq.Engrg. Tokyo and Kyoto, 1960]. Această formulă presupune că rama dreptunghiulară se deformează iar spargerea devine posibilă dacă diagonala scurtă a ramei este egală cu diagonala panoului de sticlă.
Factorul 1.25 din relaţia (**10.5**) are ca scop acoperirea unor incertitudinilor care pot interveni la determinarea deplasărilor inelastice ale structurilor. Valoarea este adoptată şi de **IBC 2003** la recomandarea **FEMA 450** pe baza unor cercetări mai vechi [Wright, P.D. *The Development of a Procedure and Rig for Testing the Racking Resistance of Curtain Wall Glazing* Building Research of New Zealand (BRANZ), Study Report no.17, 1989] care au arătat că deplasările inelastice ale structurilor pot fi subestimate în unele cazuri cu până la 30%
Formula (**10.6**) care stabileşte spaţiul necesar dintre panoul de fereastră şi cadrul său derivă din relaţia propusă de [Bouwkamp, J.G., Meehan, J.F. *Drift Limitations Imposed by Glass* Proc. Second World Conf. Earthq.Engrg. Tokyo and Kyoto, 1960]

$$\Delta y - \Phi H = 2c\left(1+\frac{H}{B}\right)$$

pentru cazul în care spaţiile libere, orizontal şi vertical, nu sunt egale.

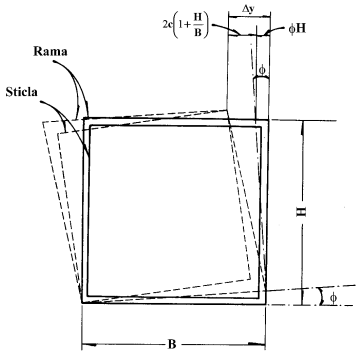


Figura C 10.32. Geometria deplasării ferestrelor datorită cutremurului

Expresia care stabileşte spaţiul liber necesar este obţinută din considerente geometrice şi nu ţine seama de rigiditatea masticului/chitului şi nici de imperfecţiunile de fabricare a cadrului ferestrei şi/sau de tăierea sticlei. În cazul în care masticul nu este permanent plastic autorii au propus corectarea relaţiei sub forma

$$\Delta y - \Phi H = 2c\left(1+\frac{H}{B}\right)\left(0.36-\frac{0.115B}{H}\right)$$

C10.5.3.3.(6) Cunoaşterea valorii $\mathbf{d_{ra}}$(sticlă) pentru fiecare tip de geam permite stabilirea driftului maxim pe care îl poate suporta panoul vitrat din acea sticlă în starea limită ultimă (asociată fisurării generale şi căderii sticlei din rame).

C10.5.3.3.(7) Prevederea are ca scop evitarea căderii în stradă a unor fragmente de sticlă de dimensiuni mari care ar putea răni persoanele aflate în faţa unor vitrine de mari dimensiuni (astfel de accidente au fost raportate după mai multe cutremure).

(a) (b)

Figura C 10.33. (a) Spargerea sticlei vitrinelor

(b) Protecţia sticlei prin aplicarea unei pelicule transparente

O soluţie indicată şi relativ simplă pentru evitarea căderii fragmentelor de sticlă, mai ales în cazul construcţiilor existente, este aplicarea pe geamuri a unei pelicule complet transparente care menţine sticla în rame chiar la valori mari ale driftului,aşa cum se vede în figura C 10.33b.

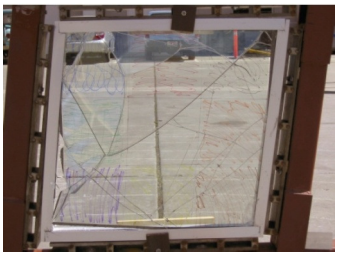


Figura C 10.34. Încercarea unei ferestre cu sticla protejată cu pelicula transparentă

[Chan, M. şi colab. *Effects of Applied Plastic Film on Dispersion Characteristics of Glass Shards during In-Plane Racking* Final Report, San José State University, 2003]

C10.5.5. Proiectarea seismică a pardoselilor înălţate (A5)

Pardoselile ridicate (*raised floors/ acces floors*) constituie un ansamblu nestructural de construcţie (o componentă arhitecturală) alcătuit din panouri interschimbabile montate, de regulă, pe rigle orizontale rezemate pe suporţi verticali (picioare) cu înălţime reglabilă. Unele rezolvări folosesc panouri montate direct pe suporţii verticali (fără rigle pe marginea panourilor).

Suporţii sunt fixaţi (ancoraţi) de planşeul pe care reazemă şi, în unele cazuri, sunt contravântuiţi pentru a li se asigura stabilitatea sub efectul forţelor orizontale.

Pardoselile ridicate sunt folosite de regulă în birouri şi, în special, în încăperile pentru calculatoare, pentru realizarea unui spaţiu închis, peste nivelul planşeului curent al clădirii. Pot fi folosite şi în aule (auditorii), săli de conferinţe, centrale telefonice, coridoare, etc. Spaţiul astfel obţinut este utilizat pentru montarea instalaţiilor electrice, de comunicaţii sau a unor echipamente mecanice.

În mod obişnuit pardoselile ridicate sunt produse de firme specializate în conformitate cu standarde de produs recunoscute. Din acest motiv între diferitele produse pot exista unele diferenţe de alcătuire , dimensionare şi detaliere constructivă.

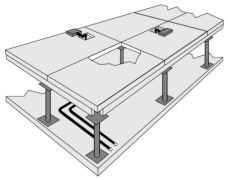


Figura C 10.35. Alcătuirea generală a pardoselilor ridicate

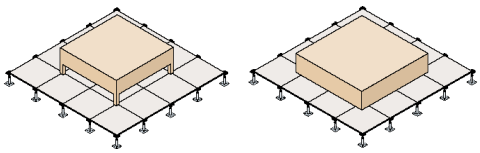
C10.5.5.1. Condiţii generale

C10.5.5.1. (1) Criteriile de proiectare a componentelor unei pardoseli ridicate pentru încărcările verticale se referă la capacitatea portantă pentru încărcările permanente şi de exploatare precum şi la deformaţiile elastice şi remanente sub efectul acestora.

Verificarea satisfacerii acestor condiţii se face prin calcul sau, în USA, prin încercări desfăşurate conform prevederilor din Standardul CISCA

Încărcările verticale pentru care se verifică rezistenţa şi deformaţiile panourilor sunt:

- încărcări concentrate (figura C 10.23a), statice, mobile şi de impact;
- încărcări uniform distribuite (figura C 10.23b)



(a) Încărcări concentrate (b) Încărcări distribuite

Figura C 10.36. Încărcări pe pardoseli înălţate

În funcţie de tipul produsului, forţa concentrată de calcul este, de regulă, între 250 ÷ 300 daN iar forţa mobilă între 150 ÷ 200 daN.

Valorile de calcul ale încărcărilor uniform distribuite depind de condiţiile concrete în care va fi exploatată pardoseala respectivă.

Condiţiile de limitare a deformaţiilor verticale în exploatare sunt deosebit de severe, în ambele situaţii de încărcare, deoarece, în cele mai multe cazuri, există exigenţe deosebite de orizontalitate pentru montarea şi exploatarea echipamentelor şi instalaţiilor (computere, instalaţii de laborator,etc.).

Astfel, conform cerinţelor din specificaţiile tehnice ale unor produse din USA , deformaţia instantanee a panoului cu dimensiunile de 600 x 600 mm, sub efectul unei forţe concentrate, nu trebuie să depăşească 2 mm (1/300 din deschidere) iar deformaţia permanentă, după înlăturarea încărcării, trebuie să fie mai mică de 0.25 mm.

C10.5.5.2. Conditii specifice pentru pardoseli înălţate speciale

Ediţiile recente ale recomandărilor NEHRP definesc două tipuri de pardoseli ridicate:

- pardoseli ridicate *speciale* (special acces floor) – care se supun unor prevederi speciale de proiectare (de calcul şi de detaliere constructivă);
- pardoseli ridicate curente (care nu satisfac integral cerinţele pentru pardoselile ridicate *speciale*).

Diferenţele între cele două categorii de pardoseli rezultă din condiţiile de alcătuire.

Astfel, pardoselile *speciale* trebuie să satisfacă următoarele cerinţe:

1. Prinderile care transmit forţele seismice la planşeul clădirii trebuie să fie realizate prin legături mecanice, ancore montate în beton, suduri pe piese înglobate. Sistemul de prindere trebuie să fie calculat conform prevederilor din Codul de proiectare în vigoare sau să fie verificat prin încercări recunoscute de autorităţile competente.
2. Pentru transmiterea forţei seismice la planşeul clădirii nu se acceptă folosirea frecării pe suprafaţa de contact şi nici a prinderilor cu bolţuri împuşcate sau adezivi.
3. Sistemul de contravântuire a suporţilor este dimensionat luând în considerare numai elementele întinse (se ţine seama de faptul că elementele comprimate ale panourilor de contravântuire pot flamba sub efectul forţei orizontale)
4. Suporţii şi elementele de contravântuire trebuie să fie realizaţi din materiale conforme cu prevederile standardelor care specifică rezistenţele minime ale materialului.
5. Riglele orizontale trebuie să aibă capacitatea de a transmite forţa seismică orizontală la suporţi şi trebuie să fie legate rigid de aceştia.

10.5.6. Proiectarea seismică a gardurilor de incintă.(A6)

C10.5.6(1). Experienţa cutremurelor trecute (Miyagi-Ken-Oki, 1978 şi Nothridge,

1994) a arătat că prăbuşirea gardurilor de incintă poate reprezenta un risc important pentru siguranţa vieţii.

Cauzele principale care au produs prăbuşirea gardurilor de incintă la cutremurele menţionate au fost:

- lipsa fundaţiilor sau adâncimea insuficientă de încastrare în teren a fundaţiilor;
- executarea gardurilor din zidărie nearmată, cu blocuri de beton sau de piatră;
- armarea insuficientă a elementelor de confinare (dacă acestea au fost prevăzute).

Figura C 10.37. Prăbuşirea gardurilor de incintă

Obligativitate proiectării seismice a gardurilor cu înălţime mai mare de 1.80 m este prevăzută în California unde înălţimea maximă admisă este de 2.40 m.

În cazul proiectării la stări limită, reglementările americane nu impun restricţii dezvelteţe (raport înălţime/grosime) dacă efortul axial de proiectare este limitat (circa $0.2f_k$) în condiţiile în care raportul de zvelteţe nu depăşeşte 30. Peste aceste limite grosimea minimă a gardului trebuie să fie ≥ 15 cm.

C10.5.7 Condiţii de proiectare specifice pentru asigurarea căilor de evacuare din clădire

C10.5.7(1) Prevederile acestui paragraf au ca scop:

- asigurarea posibilităţilor de utilizare a circulaţiilor din clădiri pentru:
  * evacuarea persoanelor din clădire;
  * accesul echipelor de intervenţie (salvare, pompieri);
- evitarea accidentelor datorate panicii în clădirile care adăpostesc aglomerări de persoane.

Căile de evacuare din clădirepentru care se aplică prevederile acestui articol sunt definite după cum urmează:

- toate scările principale şi secundare (ascensoarele nu constituie cale de acces sigură/recomandabilă după cutremur);

- toate coridoarele care conduc spre ieşirile curente sau de siguranţă din clădire inclusiv holurile, vestibulurile şi spaţiile adiacente.

Accesibilitatea căilor de acces impune:

- reducerea riscului de căderea a copertinelor, a elementelor de faţadă şi de blocare a uşilor de acces în clădire şi a celor de pe traseul de evacuare;
- asigurarea integrităţii pereţilor nestructurali şi a finisajelor grele şi fragile (placaje, tavane suspendate, corpuri de iluminat, aparate de condiţionare şi, în general orice element care prin cădere poate periclita integritatea fizică a persoanelor sau poate bloca evacuarea clădirii);
- asigurarea stabilităţii mobilierului de pe coridoare;
- prevederea şi asigurarea funcţionării iluminatului de siguranţă.

Figura C 10.38. Ruperea scării şi/sau prăbuşirea pereţilor de la casa scării împiedică folosirea căilor de evacuare/acces

Realizarea acestor obiective necesită măsuri speciale atât la nivelul concepţiei de ansamblu a clădirii cât şi pentru rezolvarea detaliilor de construcţie.
Deoarece experienţa cutremurelor trecute a arătat mai multe cazuri de blocare a acceselor în clădiri cu funcţiuni vitale, măsurile privind valoarea majorată a driftului admisibil au în vedere o protecţie suplimentară menită să acopere unele condiţii defavorabile de solicitare şi/sau de montaj pentru aceste construcţii.

Câteva măsuri constructive pentru menţinerea funcţionării căilor de acces sunt date în

continuare:

- pe căile de acces nu se folosesc placaje fragile (ceramice, din sticlă sau din piatră) aplicate direct pe pereţii structurali sau pe panourile de umplutură; astfel de finisaje pot fi prevăzute numai dacă sunt aplicate pe un suport special, separat de structura clădirii;
- finisajele grele de tipul placajelor de marmură nu vor fi prevăzute în holurile principale de acces/evacuare din clădire; aplicarea acestora nu se va face decât cu măsuri adecvate de asigurare împotriva desprinderii de stratul suport;
- uşile principale vor fi prevăzute cu spaţii libere suficient de mari în raport cu structura principală astfel încât deplasarea structurii să nu deformeze cadrul uşii împiedicând deschiderea; uşile rezemate pe role vor fi detaliate astfel încât să se evite deplasarea lor de pe calea de rulare;
- pardoselile vor fi proiectate pentru a prelua mişcările construcţiei; măsuri speciale vor fi prevăzute la rosturi (se recomandă folosirea pieselor speciale pentru rosturile în pardoseală);

- corpurile de iluminat de pe căile de acces vor fi fixate pe perete sau vor fi montate în spaţii special create în perete; folosirea corpurilor de iluminat atârnate (care pot oscila) nu este permisă;
- obiectele de mobilier sau vitrinele amplasate pe căile de acces vor avea sticlă securizată.

C10.6. Proiectarea seismică a instalaţiilor (B)

C10.6.1. Gruparea instalaţiilor în categorii seismice

Ierarhizarea instalaţiilor din punct de vederea al importanţei (determinată prin rolul funcţional şi prin consecinţele avarierii) are ca scop stabilirea unei ordini de prioritate în ceea ce priveşte nivelul de protecţie seismică.

Clasificarea are în vedere obiectivele generale ale Codului date la cap.**2**, diferenţiate în raport cu clasa de importanţă a construcţiei definită la cap.**4.4.5**.

O primă ierarhizare a nivelului de protecţie se referă la clasa de importanţă a clădirii definită prin rolul său după producerea unui cutremur sever. Nivelul de protecţie pentru sistemele de instalaţii din clădirile din clasa de importanţă I este evident cel mai ridicat.

În ceea ce priveşte rolul funcţional într-o clădire, analog noţiunii de *ierarhizare a capacităţii de rezistenţă*, folosită în cazul structurilor, pentru cazul sistemelor de instalaţii se poate vorbi de o *ierarhizare a aptitudinii de funcţionare* în cadrul lanţului de condiţionări specific fiecărui sistem.

În mod logic, nivelul de protecţie (probabilitatea de ieşire din lucru) într-un sistem de instalaţii trebuie asigurat, în mod diferenţiat, componentelor a căror ieşire din lucru afectează în ordine:

- mai multe sisteme de instalaţii (de exemplu, avarierea transformatorului electric sau a generatorului de rezervă prin care sunt blocate toate sistemele acţionate electric);
- numai sistemul căruia aparţine componenta (de exemplu, avarierea hidroforului din sistemul de alimentare cu apă);
- numai o parte a unui sistem (ruperea unui racord de apă).

Un caz particular îl reprezintă cerinţa de protecţie sporită pentru instalaţiile şi utilajele a căror avariere poate periclita siguranţa vieţii prin degajări de substanţe toxice sau prin pierderi de apă sau de abur la temperaturi ridicate.

În ceea ce priveşte instalaţiile curente, a căror avariere este considerată a avea numai consecinţe economice, la evaluarea pierderilor probabile trebuie să se ţină seama de întreg lanţul de urmări posibile.

Astfel ruperea, în timpul cutremurului, a unui capăt de conductă din sistemul de protecţie împotriva incendiului (sprinklere), poate provoca scurgeri de apă care să afecteze finisajele pe unul sau mai multe etaje.

C10.6.2. Condiţii generale de proiectare pentru sistemele de instalaţii

C10.6.2(1) Prevederea are ca scop reducerea riscului pentru siguranţa vieţii care se poate produce în cazul pierderii stabilităţii sau integrităţii unui sistem instalaţii. Satisfacerea condiţiilor prevăzute în Cod poate spori nivelul siguranţei sistemului dar nu poate constitui, în toate cazurile, o garanţie a continuităţii funcţionării acestuia.

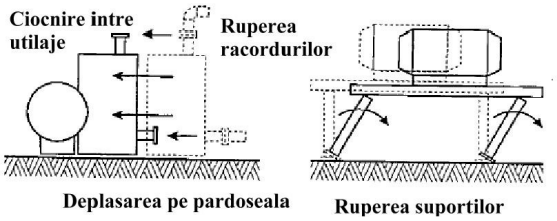


Figura C 10.39. Scheme posibile de avariere a utilajelor

C10.6.2(2) Valorile încărcărilor de proiectare stabilite conform **10.5.2.** şi ale deplasărilor relative determinate conform **10.5.3.** vor fi majorate, după caz, în conformitate cu prevederile specifice fiecărui tip de instalaţii date în cele ce urmează.

C10.6.2(3) În cazul clădirilor din clasa I de importanţă se recomandă ca datele din cataloagele furnizorului privind capacitatea de rezistenţă la cutremur a utilajelor şi echipamentelor să fie confirmate printr-un procedeu de ***calificare seismică*** (analize prin calcul cu niveluri diferite de complexitate, date experimentale sau date certe/confirmate privind comportarea la cutremure similare cutremurului de proiectare). În USA procedeele de *calificare seismică* sunt standardizate pentru realizarea unei siguranţe uniforme pe întreg teritoriul [**AC** 156 *Acceptance Criteria for Seismic Qualification Testing of Nonstructural Components*].

Cunoaşterea caracteristicilor mecanice de rezistenţă şi deformabilitate ale prinderilor furnizate de fabricantul utilajului este necesară pentru stabilirea factorului de comportare $\mathbf{q_{CNS}}$ pentru utilajul respectiv.

(a) (b) (c) (d)

Figura C 10.40. Boilere avariate/arse (a) şi (b)

Dispozitive de fixare pentru boilere livrate de furnizor (c) şi (d)

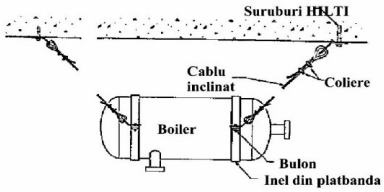


Figura C 10.41. Fixarea boilerelor suspendate

[Travaux publics et services gouvernementaux Canada *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments*.1995]

C10.6.2(4&5) Prevederile au ca scop evitarea ieşirii complete din funcţiune a instalaţiilor prin avarierea/ruperea legăturilor cu reţelele exterioare de alimentare sau ieşirea parţială din funcţiune a unor instalaţii ale căror componente (în special, conducte) traversează rostul între două tronsoane adiacente.

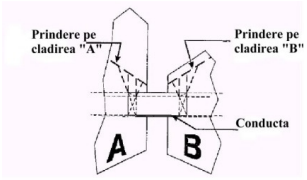


Figura C 10.42. Solicitarea conductelor la rostul între tronsoanele adiacente

În cazul conductelor de gaz natural ruperea acestora conduce, aproape în toate cazurile, la declanşarea unor incendii. Din acest motiv se recomandă ca reţeaua de alimentare cu gaz să fie prevăzută cu valvă pentru întreruperea automată a furnizării gazului în clădire (observaţiile făcute după cutremurele de la Northridge şi Loma Prieta au arătat însă că aceste valve nu au funcţionat în toate cazurile).

Figura C 10.43. Dispozitiv automat (valvă) pentru oprirea alimentării cu gaz natural

[Eguchi, R. *FEMA 139 "Seismic Risk To Natural Gas and Oil Sytem"*, Abatement of SeismicHazard to Lifelines, Washington D.C. July 1987]

Pentru evitarea acestor situaţii golurile de trecere prin pereţii structurali/nestructurali trebuie să aibă dimensiuni suficient de mari pentru a prelua mişcarile relative probabile iar spaţiile din jurul conductelor vor fi umplute cu materiale uşor deformabile.

C10.6.2(6) Măsurile suplimentare indicate în acest paragraf pentru sistemele cu nivel ridicat de importanţă ţin seama de posibilitatea producerii unor interacţiuni necontrolate între componente care, în anumite condiţii defavorabile (mai ales pentru componentele realizate din materiale fragile, sensibile la forţe de impact importante), pot provoca avarierea altor componente sau chiar ieşirea din lucru a sistemului.

C10.6.2(7) Utilajele/echipamentele din categoriile menţionate sunt fabricate, de regulă, conform unor reglementări specifice. Prevederile din Cod au ca scop fixarea unor condiţii minime care trebuie specificate atunci când se comandă un astfel de utilaj/echipament sau când se eliberează un agrement de folosire.

- **C10.6.2(8)** Măsurile preconizate în acest aliniat au ca scop favorizarea preluării deplasărilor impuse conductelor de mişcarea seismică. Prinderile improvizate de structură şi/sau îmbinările necorespunzătoare între tronsoane favorizează ruperea conductelor chiar în cazul cutremurelor moderate.

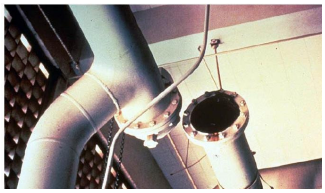


Figura C 10.44. Ruperea îmbinării între tronsoanele unei conducte

[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 74: *Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake damage- A Practical Guide* - september 1994]

- Componentele de tip *conductă* ale sistemelor de instalaţii vor fi prinse de structura clădirii (direct sau prin intermediul unor dispozitive / construcţii speciale) astfel încât eforturile secţionale şi deformaţiile/deplasările datorate acţiunii seismice să rămână în limitele admisibile. Distanţele între prinderi, în lungul conductei, se stabilesc prin calcul (a se vedea şi exemplul nr. E 10.8).

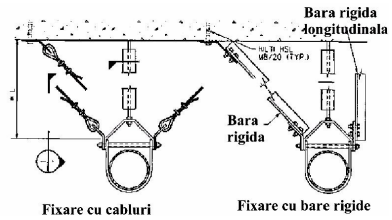


Figura C 10.45. Fixarea conductelor suspendate

[Travaux publics et services gouvernementaux Canada *Lignes directrices pour l'évaluation sismique et la protection parasismique des éléments non structuraux des bâtiments*.1995]

- **C10.6.2(9)** Prevederea are ca scop evitarea/eliminarea situaţiilor constate de numeroase ori la cutemurele trecute când utilajele/echipamentele montate pe izolatori de vibraţii au suferit deplasări mari care au dus la ruperea izolatorilor dar, mai ales la deteriorarea legăturilor cu celelalte componente ale sistemului (conducte/canale de legătură).

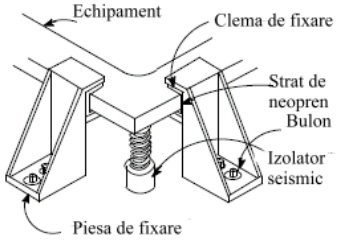


Figura C 10.46. Fixarea laterală a echipamentelor montate pe izolatori de vibraţii

[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 74: *Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake damage- A Practical Guide* - september 1994]

C10.6.3. Condiţii de proiectare specifice pentru diferite categorii de elemente şi/sau subansambluri de instalaţii

C10.6.3.1. Condiţii pentru proiectarea seismică a instalaţiilor sanitare (B1)

C10.6.3.1(2). Preluarea deplasărilor relative ale conductelor între punctele de prindere pe structură sau între echipamentele la care sunt conectate se realizează prin legături flexibile.

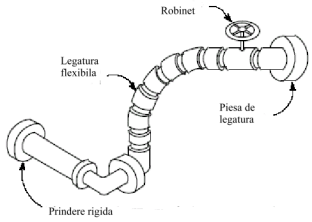


Figura C 10.47. Legătura flexibilă între conducte.

[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 74: *Reducing the Risk of Nonstructural Earthquake damage- A Practical Guide* - september 1994]

C10.6.3.1(3) Excepţiile permise la acest aliniat de la obligativitatea prevederii unor legături laterale, ţin seama de riscul redus care decurge din avariile care s-ar putea produce la aceste conducte.

Ele se bazează pe următoarele caracteristici ale acestor conducte:

- deformabilitate mare;
- dimensiuni mici, corelate cu gradul de importanţă şi cu acceleraţia seismică de proiectare;
- rigiditatea satisfăcătoare a prinderilor scurte;
- lichidele transportate nu sunt, în mod obişnuit, periculoase.

Evident, proiectantul poate aprecia dacă va prevedea totuşi prinderile laterale ţinând seama de consecinţele posibile ale avarierii (deterioarea unor finisaje scumpe, de exemplu).

C10.6.3.2. Condiţii pentru proiectarea seismică a instalaţiilor electrice şi de iluminat (B2)

Experienţa cutremurelor trecute a arătat că, de regulă, cele mai multe echipamente electrice sunt suficient de rigide şi de rezistente pentru a suporta solicitările seismice cu condiţia de a fi prinse corespunzător de structura principală sau de alte **CNS** suficient de rezistenţe pentru a prelua forţele de legătură care se pot dezvolta în acest caz.

Siguranţa în funcţionare a sistemelor electrice poate fi sporită dacă:

- componentele sistemelor sunt prinse de structură, sau de o altă **CNS**, astfel încât subansamblurile şi legăturile între acestea (care realizează contactele electrice) să poată prelua deplasările relative şi/sau ciocnirile reciproce între componentele sistemului;
- sunt identificate şi evaluate din punct de vedere al rezistenţei toate componentele neductile care se află pe traseul forţelor seismice către punctele de prindere;
- toate echipamentele, panourile/dulapurile de conexiuni sunt ancorate astfel încât nu îşi pot pierde stabilitatea şi nu se pot deplasa din poziţia iniţială.

Realizarea prinderilor sistemelor de instalaţii electrice şi de iluminat cu legături din materiale ductile contribuie la satisfacerea acestor cerinţe.

Se va ţine seama de riscul pentru siguranţa vieţii care poate fi consitituit de căderea unor componente grele (tablouri/dulapuri electrice) în încăperi şi mai ales pe căile de acces.

C10.6.3.3. Condiţii pentru proiectarea seismică a instalaţiilor de condiţionare, de încălzire şi de ventilaţie (B3)

C10.6.3.3(1) Prevederile Codului au la bază datele existente privind comportarea sistemelor de instalaţii de condiţionare, de încălzire şi de ventilaţie la cutremurele trecute. Informaţiile din USA au arătat că aceste instalaţii s-au comportat în general bine în special în cazurile în care rigidizarea lor s-a făcut conform prevederilor din reglementările specifice [**SMACNA** Sheet Metal and Air Conditioning Contractors National Association *Guidelines for the Seismic Restraint of Mechanical Systems*]. Avariile au avut ca efect numai ieşirea din funcţiune a sistemelor dar nu s-au semnalat cazuri de afectare a siguranţei vieţii persoanelor din clădiri. Din examinarea modului de comportare la cutremur s-a constatat că avariile dominante s-au concentrat la rosturile între tronsoanele de canale (desfacerea îmbinărilor) şi la legăturile de suspendare care au

avut ruperi fragile datorită incursiunilor avansate în domeniul postelastic (ca urmare a oscilaţiilor cu amplitudini mari).

S-au identificat, de asemenea, avarii în zonele de traversare a rosturilor între tronsoanele de clădire adiacente (ca urmare a cumulării deplasărilor de sens contrar) şi, în multe cazuri, la legăturile cu echipamente montate pe izolatori de vibraţii (aparate de condiţionat de putere mare, umidificatoare, schimbătoare de căldură). Din aceste motive în Cod s-au prevăzut măsuri asiguratorii privind majorarea deplasărilor de calcul şi recomandarea ca echipamentele izolate împotriva vibraţiilor să fie fixate separat pentru limitarea deplasărilor (deplasările importante ale acestor utilaje pot avaria şi sistemele de canale de aer de care sunt legate). De asemenea, se recomandă ca toate dispozitivele care sunt amplasate pe conducte să fie fixate cu ancore mecanice pentru a se preveni căderea/răsturnarea lor în timpul cutremurului.

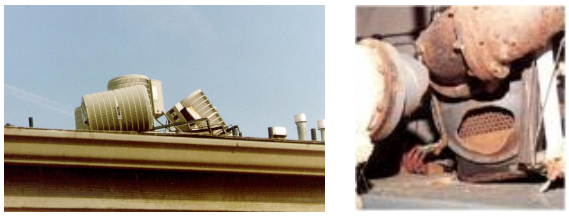


Figura C 10.48. Avarii ale aparatelor de condiţionare

C10.6.3.3(2) Criteriile pentru acceptarea excepţiilor de la obligativitatea prevederii legăturilor pentru blocarea deplasărilor laterale sunt similare cu cele date la **C10.6.3.1(3)**

C10.6.3.3(3) Prin această prevedere se urmăreşte ca forţele seismice corespunzătoarea maselor acestor utilaje să nu fie transferate direct la conducte şi/sau canale care nu au, întotdeauna, capacitatea de a le prelua fără să se deterioreze. Rezemările şi legăturile laterale vor fi dimensionate pentru a prelua în siguranţă aceste forţe.

C10.6.3.4. Condiţii pentru proiectarea seismică a instalaţiilor speciale cu utilaje care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate (bucătării, spălătorii, etc) (B4)

C10.6.3.4(1) În unele ţări, construcţia utilajelor care operează cu abur sau apă la temperaturi ridicate se face pe baza unor reglementări specializate, de exemplu [**ASME** *Boiler and Presusure Vessel* Code - ASME BPV] care au în vedere o rezervă de siguranţă suficientă faţă de nivelurile avansate de avariere susceptibile de a conduce la pierderea etanşeităţii şi la scurgeri ale conţinutului care ar putea pune în pericol vieţile operatorilor.

Codul are în vedere ca, în absenţa unor reglementări speciale, măsurile luate la proiectarea acestor echipamente pentru limitarea eforturilor şi deplasărilor să fie mai severe decât cele pentru alte categorii de instalaţii şi echipamente, impunând niveluri de siguranţă mai ridicate. De asemenea aceste condiţii trebuie să stea la baza agrementelor tehnice pentru importurile provenite din ţări neseismice.

C10.6.3.4(3) Prevederile acestui paragraf au în vedere crearea unor rezerve de rezistenţă pentru utilajele respective şi pentru întreg sistemul care le include ţinând seama de consecinţele grave care decurg din avarierea lor şi pierderea conţinutului.

C10.7. Proiectarea seismică a echipamentelor electromecanice (C)

C10.7.1. Condiţii generale de proiectare seismică

C10.7.1(1) Principalele echipamente electromecanice care se găsesc în clădirile care fac obiectul prezentului Cod sunt ascensoarele şi scările rulante.

Utilizarea intensivă şi creşterea numărului ascensoarelor este legată de creşterea înălţimii clădirilor curente iar extinderea folosirii scărilor rulante şi a trotuarelor rulante este urmarea multiplicării clădirilor în care au acces un număr mare de persoane care trebuie să se deplaseze repede, pe distanţe relativ lungi, pe verticală şi pe orizontală.

C10.7.1.1 Condiţii pentru proiectarea seismică a ascensoarelor (C1)

Preocupările privind protecţia seismică a ascensoarelor din clădiri s-au declanşat practic după cutremurul de la San Fernando (1971) când au fost observate numeroase cazuri de avariere a instalaţiilor de ascensoare manifestate în principal prin deraierea contragreutăţii şi ciocnirea acesteia cu cabina [Benuska, K.L. şi colab. *Elevator Earthquake Safety Control* Proc 6th WCEE, New Delhi, 1977].

Metodele de protecţie au fost orientate în două direcţii:

- protecţia pasivă care a avut în vedere numai consolidarea lifturilor;
- protecţia activă, care, în afara măsurilor de consolidare, prevede:
  - intervenţii periodice de tip întreţinere/ reparaţie;
  - introducerea unui dispozitiv special cu declanşare la cutremur.

Acest dispozitiv intră în lucru pentru o acceleraţie minimă stabilită de proiectant (la prototip aceasta a fost de 0.05g şi pentru frecvenţe cuprinse între 1-10 Hz).

Sistemul de protecţie al ascensorului este constituit dintr-o serie de relee, puse în lucru de dispozitivul cu declanşare la cutremur, care urmăresc:

- împiedicarea mersului în gol al liftului;
- deschiderea uşilor în timpul mersului;
- micşorarea vitezei liftului;
- oprirea la etajul următor în sensul de mers şi deschiderea automată a uşilor pentru a da posibilitatea pasagerilor să iasă din cabină.

În alte variante, dispozitivul poate realiza mai multe operaţii cum ar fi identificarea posibilităţilor unui lift avariat de a-şi continua funcţionarea cu viteză mai mică (utilizarea liftului poate fi necesară pentru accesul la etajele superioare pentru diferite echipe de intervenţie, stingerea incendiilor, de exemplu) sau poate folosi pentru evacuarea ocupanţilor.

În USA s-au făcut eforturi pentru a se implementa astfel de dispozitive, în principal, în şcoli şi în spitale.

Deşi la cutremurele următoare s-au mai înregiastrat avarii ale instalaţiilor de ascensor nu au existat cazuri de accidente umane.

În conformitate cu legislaţia din California pentru spitale [California Code of Regulations, Title 8, Section 3137 *Seismic Requirements For Elevators, Escalators and Moving Walks*], senzorii seismici trebuie să fie activaţi pentru acceleraţii (verticale/orizontale) ≤ 0.5g iar

senzorii şi dispozitivele de protecţie trebuie să fie verificaţi, din punct de vedere al funcţionalităţii, cel puţin odată pe an.

C10.7.1.1(3) Printre alte considerente, această prevedere are în vedere faptul că în spaţiile aglomerate (staţii de metrou, mari centre comerciale, etc) sunt necesare prevederi mai stricte deoarece:

- există o probabilitate foarte ridicată că încărcarea maximă cu persoane să fie realizată pe perioade lungi de timp;
- sunt necesare măsuri de precauţie pentru evitarea panicii.

C10.7.1.2. Conditii pentru proiectarea seismică a scărilor rulante (C2)

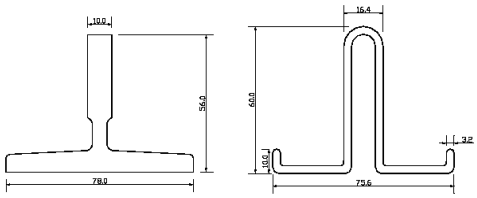
Pentru scările / trotuarele rulante, în unele reglementări [California Code of Regulations, Title 8, Section 3137 *Seismic Requirements For Elevators, Escalators and Moving Walks*] se prevăd şi alte măsuri:

- prinderile care leagă scara rulantă / trotuarul rulant de clădire sunt proiectate pentru forţa seismică corespunzătoare acceleraţiei de 0.5g, în ambele direcţii principale orizontale;
- prinderile sunt proiectate pentru a asigura valoarea driftului maxim de etaj corespunzător forţei de proiectare;
- în cazurile în care legăturile/prinderile sunt prevăzute numai la una din extremităţi se va ţine seama, la proiectare, de torsiunea care se produce; toate celelalt reazeme trebuie să fie libere să se deplaseze în direcţie longitudinală;
- dacă legăturile cu structura sunt prevăzute la ambele extremităţi şi acestea permit un anumit grad de mişcare longitudinală/transversală se vor lua măsuri suplimentare pentru a preveni căderea de pe reazem a extremităţilor superioare ale grinzii suport; toate celelalte reazeme trebuie să fie libere să se deplaseze suficient de mult în direcţie longitudinală pentru a putea prelua restul deplasării de nivel corespunzătoare forţei seismice de proiectare;
- la capetele unde este permisă deplasarea, lăţimea rezemărilor pe structură trebuie să fie suficient de mare pentru a prelua în ambele sensuri, fără avariere, cel puţin dublul valorii deplasării relative de nivel admisibile.

Tot reglementările californiene prevăd că în fiecare clădire în care este instalată o scară rulantă sau un trotuar rulant trebuie să existe cel puţin un întrerupător cu senzor seismic (***seismic switch***) care să fie activat, la un anumit nivel al acceleraţiei seismice, conform specificaţiilor producătorului şi ale unui inginer de specialitate. Activarea senzorului seismic trebuie să oprească alimentarea electrică a scării/trotuarului şi să acţioneze frâna.

C10.7.1.2(4&5) Ultimele cutremure au arătăt că, deşi s-au făcut unele progrese, problema siguranţei ascensoarelor rămâne insuficient rezolvată.

Astfel la cutremurul Chi-Chi din Taiwan (1999), numai în zona epicentrală, au fost constatate 579 cazuri de deraiere a contragreutăţii şi 341 cazuri de deraiere a cabinei. Aceste accidente, fără a fi provocat pierderi de vieţi omeneşti, au condus la întârzierea importantă a evacuării locatarilor şi la deplasarea echipelor de intervenţie la etajele superioare şi la costuri importante pentru remediere. Analizele inginereşti au arătat că aceste avarii s-au produs din cauza utilizării unor şine din profile formate la rece, cu dimensiuni insuficiente, în locul profilelor clasice laminate la cald. Acest lucru a fost posibil datorită insuficienţei cunoştinţelor de specialitate ale constructorilor dar şi ale investitorilor.[Yao,G.C. *Seismic Performance of Passengers Elevator in Taiwan* Earthquake Engineering and Engineering Seismology vol.3 no.2, 2003]



(a) Profile laminate (b) Profile din tablă îndoită

Figura C 10.49. Glisiere pentru ascensoare folosite în Taiwan

Pentru corectarea situaţiei s-au efectuat teste pe platforme seismice pentru ascensoare de mare capacitate (8 şi 15 persoane) care au confirmat cauzele principale ale accidentelor constatate şi, în special, rezistenţa şi rigiditatea insuficiente ale şinelor din profile formate la rece; pe baza acestor încercări s-a hotărât modificarea Codului de proiectare pentru instalaţiile noi şi adoptarea unor măsuri de consolidare pentru ascensoarele existente.

C10.8. Măsuri specifice pentru protecţia seismică a mobilierului din clădiri (D)

C10.8.1. Categorii de clădiri şi de mobilier/aparatură care necesită protecţia la efectele acţiunii seismice

C10.8.1(1) Protecţia mobilerului profesional din clădirile din clasa de importanţă I reprezintă o condiţie a asigurării funcţionării neîntrerupte a acestora.

În clădirile administraţiei centrale sau locale, protejarea bazelor de date este absolut necesară pentru asigurarea continuităţii exercitării actului de conducere, cu precădere în situaţiile create după producerea unui cutremur sever.

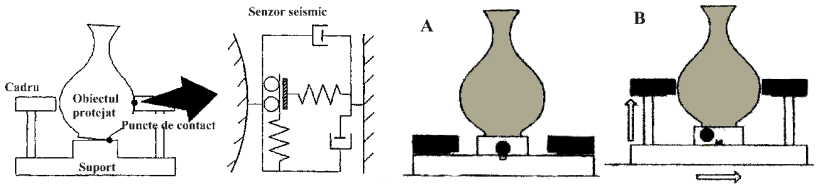
Figura C 10.50. Testarea stabilităţii şi prinderilor pentru calculatoarele personale

Rafturile din biblioteci reprezintă un mobilier care, de regulă, suportă încărcări gravitaţionale (greutăţi) mari. Din acest motiv ele pot constitui un risc important pentru integritatea corporală a persoanelor aflate în imediata lor apropiere, aşa cum acest lucru a fost observat în numeroase cazuri la cutremurele recente şi a fost consemnat în rapoartele de cercetare post-seism. Avarierea rafturilor din biblioteci şi deterioarea cărţilor (uneori cu valoare bibliofilă) şi închiderea temporară a bibliotecilor din acest motiv, s-a petrecut chiar şi în cazul unor cutremure moderate care nu au produs practic nici un fel de avarii structurale.

În mobilierul laboratoarelor din unele institute de cercetare şi din instituţii productive se pot afla surse de risc (bacterii, viruşi, substanţe toxice şi/sau radioactive, etc,) deosebit de periculoase pentru cazul în care s-ar produce eliberarea lor necontrolată ca urmare a răsturnării / spargerii recipienţilor în care se află.

Protecţia mobilierului şi obiectelor din muzee are în vedere protejarea patrimoniului cultural, artistic şi istoric. Pierderile care ar putea fi înregistrate în acest domeniu sunt practic irecuperabile şi nu pot fi cuantificate ca valori materiale.

Pentru obiectele cu valoare artistică deosebită se adoptă măsuri de protecţie speciale : suporturi împotriva răsturnării acţionate de senzori seismici.



A. Poziţia suportului în condiţii normale B. Poziţia suportului în timpul cutremurului

Figura C 10.51. Dispozitiv automat pentru protecţia exponatelor din muzee

C10.8.2. Condiţii generale de proiectare seismică

C10.8.2(1) În marea majoritate a cazurilor, dimensionarea ancorelor care asigură stabilitatea mobilierului la cutremur are ca scop numai blocarea tendinţei de răsturnare (momentul de răsturnare) şi nu depinde de efectele încărcărilor permanente (gravitaţionale) care se transmit prin rezemare directă.

În cazul mobilierului suspendat majorarea menţionată ţine seama şi de unele efecte secundare (uneori greu de estimat) cum ar fi, de exemplu, fisurarea prematură a peretelui în care acesta este fixat.

În aceste condiţii prevederea din Cod are caracter asigurator.

C10.8.2(2) Prevederea se încadrează în condiţiile generale de verificare a capacităţii de rezistenţă pe întreg traseul forţelor de legătură induse de acţiunea seismică în elementele structurale sau în **CNS** care asigură stabilitatea mobilierului. În plus se va ţine seama de toate considerentele enunţate la **C10.4.1.**

C10.8.3. Condiţii pentru proiectarea seismica rafturilor de depozitare din spaţii accesibile publicului

C10.8.3. (1) Protecţia rafturilor din marile depozite accesibile publicului are în vedere riscul ridicat de afectare a integrităţii fizice a unui număr mare de persoane şi crearea panicii.

Figura C 10.52. Avarii ale rafturilor etajate în depozite

[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 460: *Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accesible to the Public* september, 2005]

Reglementările specifice referitoare la rafturile de depozitare din spaţiile accesibile publicului, montate la cota ± 0.00 sau sub aceasta, recomandă folosirea forţelor static echivalente cu unele modificări faţă de prevederile referitoare la clădiri.

Aceste modificări sunt necesare pentru a se ţine seama de diferenţele între cele două tipuri de structuri în ceea ce priveşte comportarea post elastică şi caracterul spaţial al răspunsului seismic (efectul de diafragmă rigidă în plan orizontal nu există în cazul rafturilor). În aceste condiţii se recomandă ca evaluarea siguranţei rafturilor să se bazeze pe analiza comportării post-elastice specifice care este determinată, în primul rând de capacitatea de rotire a îmbinărilor grindă/montant care este de câteva ori mai mare decât cea a nodurilor tipice dintr-o clădire cu structura metalică.

Cele două ipoteze privind valoarea masei supusă la acţiunea seismică au în vedere diversitatea situaţiilor de încărcare posibile în condiţiile în care mărfurile depozitate sunt manevrate de multe ori pe parcursului unei zile.

Factorul de comportare propus a fost validat de încercări şi este preluat de **FEMA 450** din standardul de specialitate [**ANSI MH-16.1-04** *Specification for the Design, Testing and Utilization of Industrial Steel StorageRacks* RMI**]**. Valoarea $\mathbf{q_{CNS} = 4.0}$ corespunde rafturilor contravântuite cu diagonale concurente în noduri. În cazul rafturilor alcătuite din cadre cu noduri rigide se recomandă $\mathbf{q_{CNS} = 6.0}$. Aceste valori se adoptă pentru direcţia respectivă dacă sistemele structurale sunt diferite în lungul raftului şi perpendicular pe acesta. Calculele de dimensionare vor ţine seama de tipul elementelor folosite la scheletul raftului, cu precauţii speciale în cazul profilelor formate la rece (stabilitate).

Factorul de importanţă prevăzut ($\mathbf{\gamma_{CNS} = 1.5}$) are în vedere riscul ridicat pentru integritatea corporală a publicului care poate fi periclitată atât prin răsturnarea / avariere raftului cât şi prin căderea mărfurilor depozitate. Un element agravant trebuie considerat şi spaţiul deosebit de îngust între două şiruri de rafturi şi lungimea traseului până la capătul şirului de rafturi, condiţii care pot favoriza / amplifica panica publicului.[BSSC. Federal Emergency Management Agency FEMA 460: *Seismic Considerations for Steel Storage Racks Located in Areas Accesible to the Public* september, 2005]

C10.9. Verificarea siguranţei CNS la efectele acţiunii seismice

C10.9.2. Încărcări de proiectare

C10.9.2.(1) Combinarea efectelor verticale şi orizontale ale acceleraţiei seismice este necesară în cazurile în care sunt posibile oscilaţii cu amplitudini de valori apropiate pe cele două direcţii (scări rulante cu lungime mare, luminatoare de mare deschidere, sisteme de conducte, unele echipamente montate pe izolatori de vibraţii,etc).

Rezistenţa locală a **CNS** trebuie verificată în zonele de prindere de structura principală ţinând seama de modul concret în care este realizată prinderea şi de rezistenţa prinderii şi a componentei. Această verificare are o importanţă deoasebită pentru siguranţa **CNS** alcătuite din materiale fragile (parapeţi din sticlă fixaţi în puncte - fără ramă, de exemplu).

C10.9.2.(5) Măsura are un caracter asigurator şi are în vedere variabilitatea posibilă a încărcărilor verticale. O astfel de prevedere este utilizată în toate situaţiile în care nerealizarea integrală a încărcărilor gravitaţionale poate conduce la reducerea nivelului de siguranţă (în special siguranţa în raport cu stabilitatea echilibrului)

C10.9.2.(6) Prevederea are în vedere asigurarea elementelor de pe faţade, pentru solicitările cele mai defavorabile, în cazul amplasamentelor pentru care forţele seismice de proiectare sunt de acelaşi ordin de mărime cu cele date de acţiunea de vârf a vântului. Evident, în cazul forţelor din vânt, nu se ţine seama de reducerea efectelor acestora având în vedere comportarea inelastică a elementelor de faţadă şi a prinderilor acestora (factorul de comportare q_{CNS}). Dimensionarea elementelor de faţadă şi a prinderilor acestora pentru forţele din vânt se face în domeniul elastic de comportare.

C10.9.3.Deplasări de calcul

Prevederile din acest paragraf se referă la identificarea diferitelor surse de solicitare pentru **CNS** sensibile la acţiunea indirectă a cutremurului (deformaţii / deplasări impuse).

Mărimea deplasărilor relative ale punctelor de prindere ale **CNS** de structura principală, în cazul în care acestea sunt situate la cote diferite, depinde de rigiditatea structurii şi de amploarea deformaţiilor inelastice ale acesteia (care rezultă din coeficientul de comportare folosit la proiectare).

Deplasările relative ale **CNS** în timpul cutremurului, mai ales dacă sunt de sensuri contrare, pot avaria legăturile între acestea (situaţie care intervine adesea în cazul sistemelor de instalaţii - ruperea conductelor între două utilaje care se mişcă în sensuri opuse, de exemplu) sau pot produce ciocnirea **CNS** alăturate.

La proiectare trebuie să se ţină seama şi de faptul că deformaţiile/deplasările produse de mişcarea seismică se suprapun, în multe cazuri, unor deformaţii/deplasări produse din cauze neseismice (variaţii de temperatură, tasări diferenţiate ale terenului,etc). Din acest motiv, la proiectare trebuie să ţină seama de faptul că posibilităţile de deplasare prevăzute pentru preluarea deformaţiilor seismice pot fi deja parţial consumate înainte de producerea cutremurului.

C10.9.4. Rezistenţa de proiectare a panourilor din zidărie înrămate în cadre

C10.9.4.(1) Interacţiunea dintre cadru şi panoul de zidărie înrămat în timpul cutremurului are ca efect o stare de eforturi complexă, neuniformă, cu concentrări locale, atât în cadru, în grinzi, în stâlpi şi în noduri, cât şi în panou, unde neuniformitatea este amplificată prin prezenţa golurilor.

Comportarea în diferite stadii de solicitare a ansamblului "cadru+panou de zidărie " depinde de proprietăţile intrinseci ale celor două componente şi se poate caracteriza printr-una sau mai multe dintre categoriile următoare de afectare/avariere:

- Afectarea/avarierea zidăriei de umplutură:
  - fisurarea/ruperea prin eforturi de întindere, perpendicular pe diagonala comprimată
  - zdrobirea prin eforturi de compresiune, la colţul cadrului sau în centru (pe diagonală);
  - lunecarea prin eforturi de forfecare în rost orizontal

În detaliu, ruperea zidăriei înrămate se poate manifesta în diferite moduri:

- zdrobirea elementelor din compresiune;
- ruperea elementelor din întindere;
- ruperea rosturilor de mortar;
- ruperea prin întindere sau forfecarea la interfaţa elemente/mortar.

- Afectarea/avarierea cadrului:
  - formarea articulaţiilor plastice în elementele cadrului;
  - avarierea nodurilor cadrului;
  - avarierea la forţă tăietoare a grinzilor sau stâlpilor;
  - avarierea/ruperea legăturilor între panoul de zidărie şi cadru (dacă acestea există).

În literatură există numeroase lucrări de cercetare, teoretice şi experimentale, care au ca obiect stabilirea rezistenţei cadrelor cu panouri de zidărie înrămate în raport cu mecanismele de cedare posibile.

Pentru evaluarea rezistenţei cadrelor şi a panourilor de zidărie este necesară, în primul rând, determinarea cât mai exactă a stării de eforturi induse de acţiunea seismică.

Teoretic, realizarea acestui obiectiv implică folosirea unor metode avansate de tip element finit şi considerarea comportării neliniare a materialelor (zidărie, beton şi oţel).

Totodată aceste metode trebuie să ţină seama de un număr important de parametri:

- proprietăţile geometrice şi mecanice ale cadrului;
- proprietăţile geometrice şi mecanice ale panoului de umplutură (inclusiv efectul golurilor în panou);
- efectele deteriorării rezistenţei şi rigidităţii iniţiale a cadrului/panoului ca urmare a incursiunilor repetate în domeniul postelastic.

Având în vedere complexitatea procedeelor de calcul "exacte" care ar implica includerea tuturor acestor variabile şi imposibilitatea practică a utilizării acestora în proiectarea curentă, în majoritatea reglementărilor se folosesc relaţii simplificate, semi-empirice, cu coeficienţi calibraţi experimental.

Relaţiile de calcul trebuie să permită identificarea modului de cedare a ansamblului "cadru+panou" astfel încât să fie posibilă găsirea unei rezolvări constructive care să evite depăşirea stării limită ultime în elementele cadrului şi/sau în panoul de zidărie.

În ceea ce priveşte panoul înrămat, relaţiile de calcul urmăresc să cuantifice forţele laterale care declanşează unul dintre următoarele mecanisme de cedare:

1. Rupere prin lunecare în rostul orizontal
2. Rupere prin compresiune a diagonalei comprimate
3. Fisurarea diagonală.
4. Rupere prin întindere din încovoiere

C10.9.4.(2) Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin lunecare din forţă tăietoare în rosturile orizontale se determină cu relaţia:

$$F_{Rd1}(zic) = f_{vd0} A_{pan} k_{1,pan}$$

Rezistenţa panoului la lunecare în rost orizontal s-a calculat din ecuaţia:

$$H_{d1}^2 - 2 \propto L_d H_{d1} - L_d^2 = 0$$

în care notaţiile sunt

$$\propto = 0.066\left(4\frac{h_p}{l_p} - 1\right) = 0.066(4\lambda - 1)$$

$$L_d = f_{vd0} \times l_p \times t_p = f_{vd0} \times A_{pan}$$

Valorile cos θ se exprimă, ca şi factorul α tot în funcţie de factorul de formă al panoului (λ) prin relaţia

$$cos\theta = \frac{1}{\sqrt{1+\lambda^2}}$$

Rezultă

$$F_{Rd1} = \frac{H_{D1}}{cos\theta} = L_d \times k_{1,pan}$$

unde $k_{1,pan}$ are expresia

$$k_{1,pan} = \frac{\propto + \sqrt{1+\propto^2}}{cos\theta}$$

sau în funcţie de α şi λ

$$k_{1,pan} = \left(\alpha + \sqrt{1+\alpha^2}\right) \times \sqrt{1+\lambda^2}$$

C10.9.4.(3) Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurare înclinată în lungul diagonalei comprimate se determină cu relaţia:

$$F_{Rd2}(zic) = f_{vd0} A_{pan}\, k_{2,pan}$$

Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurare înclinată în lungul diagonalei comprimate se determină din condiţia

$$H_{d2} = \frac{L_d}{0.6}$$

şi rezultă

$$F_{Rd2} = \frac{H_{d2}}{cos\theta} = L_d \times k_{2,pan}$$

în care

$$k_{2,pan} = \frac{1}{0.6cos\theta} = \frac{\sqrt{1+\lambda^2}}{0.6}$$

C10.9.4(4) Având în vedere constatările la cutremurele recente privind zdrobirea zidăriilor la colţurile panoului înrămat, mai ales în cazul utilizării elementelor cu goluri şi pereţi subţiri (similare celor din grupa 2S) precum şi cercetările care propun modele de calcul în care diagonala comprimată este excentrică faţă de nodul cadrului şi se află în contact direct cu stâlpul - a se vedea figura C 10.53- s-a introdus o condiţie suplimentară de verificare a rezistenţei panoului ($F_{Rd,32}$).

Condiţia se referă la limitarea efortului unitar de compresiune dat de componenta orizontală (*H*) a forţei de compresiune în diagonală (*D*).

Dacă se notează cu d_c lungimea de contact între diagonala rotită (excentrică) şi stâlp, rezistenţa de proiectare H_d se obţine din condiţia

$$H_d = 0.85 f_{dh} \times d_c \times t_p$$

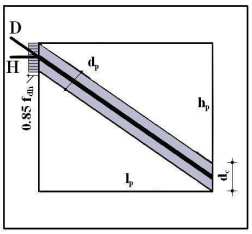


Figura C 10.53. Model de calcul cu diagonala excentrică

iar rezistenţa de proiectare a panoului (care se compară cu efortul de proiectare în diagonala comprimată) este

$$F_{Rd,32}(zic) = \frac{H_d}{cos\theta_0} = f_{dh} \times A_{pan} \times k_{4,pan}$$

în care θ_0 este unghiul diagonalei rotite (excentrice). Admiţând poziţia excentrică a diagonalei ($\theta_0 < \theta$) valoarea componentei orizontale a forţei axiale din diagonala comprimată creşte faţă de cazul în care diagonala este centrată în nod.

Unghiul diagonalei rotite în raport cu orizontala (θ_0) se determină cu relaţia geometrică simplă:

$$cos\theta_0 = \frac{1 + 0.1\lambda}{\sqrt{1 + \lambda^2}}$$

Verificarea rezistenţei zidăriei la contactul cu grinda, nu este necesară deoarece folosirea elementelor pentru zidărie cu goluri orizontale/sau dispuse orizontal nu este permisă de Codul **CR6**.

Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin strivirea diagonalei comprimate este cea mai mică dintre valorile:

$$F_{Rd,31}(zic) = f_d b_{st,ech} t_p k_{3,pan} k_{5,pan}$$

$$F_{Rd,32}(zic) = f_{dh} A_{pan} k_{4,pan}$$

unde

- $b_{st,echiv}$ este latura stâlpului cadrului echivalent calculată cu relaţia
$$b_{st,ech} = \sqrt[4]{6(I_1 + I_2)}$$
- I_1 şi I_2 sunt momentele de inerţie în planul cadrului ale stâlpilor

Factorii $k_{3,pan} \div k_{5,pan}$ s-au calculat cu relaţiile

$$k_{3,pan} = 0.8\, cos\theta = \frac{0.8}{\sqrt{1 + \lambda^2}}$$

$$k_{4,pan} = 0.085 \frac{1+\lambda^2}{(1+0.1\lambda)^2}$$

$$k_{5,pan} = \sqrt[4]{\frac{1}{12} \times \frac{E_b}{E_z} \times \frac{h_p}{t_p}}$$

C10.9.5. Reguli generale pentru verificarea siguranţei CNS la acţiunea seismică

C10.9.5.(1) Starea limită ultimă de stabilitate (la răsturnare sau deplasare) poate fi atinsă de componentele care nu sunt fixate de structură, dacă prinderile **CNS** de structura principală (sau de o altă **CNS**) nu au capacitatea necesară pentru a împiedica deplasarea **CNS** din poziţia iniţială sau dacă elementele de care sunt fixate **CNS** nu au capacitatea de a prelua forţele de legătură. Pierderea stabilităţii se produce atunci când legăturile capătă deformaţii excesive (care pot antrena şi efecte de ordinul II) sau, când acestea cedează brusc ca urmare a depăşirii capacităţii de rezistenţă (în cazul prinderilor fragile).
Starea limită ultimă de rezistenţă este atinsă când eforturile interioare din **CNS** depăşesc rezistenţele materialului respectiv. Eforturile interioare care cauzează ruperea materialului se pot datora fie forţelor de inerţie fie deformaţiilor impuse elementului. Aceast tip de cedare se produce numai atunci când prinderile **CNS** de structură au capacitate suficientă pentru a împiedica pierderea stabilităţii prin răsturnare sau deplasare.

C10.9.5.(3) Verificarea siguranţei în raport cu **SLS** trebuie făcută pentru **CNS** din clădirile care au ca obiectiv de performanţă *funcţionarea completă* în timpul cutremurului şi imediat după acesta precum şi pentru acele **CNS** care condiţionează realizarea obiectivului de performanţă *ocupare imediată* (chiar dacă *funcţionarea completă* nu este asigurată) .

Următoarele categorii de deformaţii trebuie să fie controlate (verificate):

- deformaţii provenite din acţiunea directă a cutremurului:
  - deformaţiile proprii ale **CNS** sau ale ansamblului din care aceasta face parte;
  - deformaţiile îmbinărilor / prinderilor componentei sau ale ansamblului din care aceasta face parte;
- deformaţii provenite din acţiunea indirectă a cutremurului:
- deformaţiile proprii ale **CNS** sau ale ansamblului din care face parte sub efectul mişcării/deplasării structurii
- deformaţiile îmbinărilor / prinderilor componentei sau ale ansamblului din care face parte sub efectul mişcării/deplasării structurii.

C10.9.5.(4) Criteriile de verificare a siguranţei în raport cu **SLS** sunt, de regulă, legate de controlul stării de fisurare (pentru elementele de construcţie) şi de controlul integrităţii legăturilor reciproce sau cu sursele de alimentare (pentru instalaţii şi echipamente).

Nivelurile de performanţă referitoare la controlul stării de fisurare se exprimă prin mărimea deformaţiei elastice a elementului. Valorile limită depind de natura materialului din care este realizată componenta şi de finisajul acesteia.

În cazul verificării la SLS, criteriul de acceptare pentru evitarea fisurării extinse este limitarea valorii săgeţii peretelui sub efectul încărcărilor de proiectare.

În SR EN 1998-1 şi în P100-1 nu sunt stabilite astfel de valori limită. Orientativ se poate ţine seama de următoarele valori:

- BIA (Brick Institute of America) : $f_{adm} = L_{calc}$ /600 pentru placaje fragile la sarcini de exploatare
- IBC (International Building Code) 2003: $f_{adm} = L_{calc}$ / 350 pentru finisaje fragile la pereţi exteriori (pentru încărcarea de calcul din vânt)
- **NZS 4203:1992** (Standard Noua Zeelandă) : $f_{adm} = H_{etaj}/400$

C10.9.6.Modele de calcul

Prevederea precizează principalii parametri care afectează răspunsul seismic al unei **CNS** şi care trebuie avuţi în vedere atunci când se determină condiţiile de siguranţă pentru componenta respectivă.
Zvelteţea unui panou de compartimentare din zidărie coroborată cu condiţiile de pe contur determină valorile momentelor încovoietoare pentru acţiunea seismică perpendiculară pe plan şi, implicit modul de rupere probabil al peretelui. Aprecierea corectă a condiţiilor reale de rezemare pe contur a peretelui este de asemenea o condiţie pentru evaluarea corectă a solicitărilor. În cazul sistemelor de conducte este necesar să se examineze condiţiile efective de prindere deoarece, de multe ori, prinderile sunt concepute pentru a permite deplasările produse de variaţiile de temperatură. De această situaţie trebuie ţinut seama atunci când se verifică perioada proprie a conductei pentru a se stabili mai exact coeficientul de amplificare β_{CNS}

C10.9.7. Verificarea condiţiilor de stabilitate, de rezistenţă şi de rigiditate

C10.9.7(3) Condiţia mai severă impusă capacităţii de rezistenţă a prinderilor componentelor menţionate ţine seama de consecinţele posibile ale cedării unei astfel de prinderi. Eforturile majorate trebuie luate în calcul şi pentru verificarea locală/ de ansamblu a elementului structural pe care este prinsă componenta.

C10.10. Asigurarea calităţii la proiectare şi în execuţie

C10.10.(1) Realizarea condiţiilor de funcţionalitate şi/sau de siguranţă pentru **CNS** în conformitate cu prevederile din acest capitol depinde, în primul rând de respectarea condiţiilor de dimensionare şi de detaliere.

Evaluarea corectă a forţelor/deplasărilor impuse de acţiunea seismică este condiţia principală pentru:

- dimensionarea componentei astfel încât să fie satisfăcute cerinţele de rezistenţă şi de rigiditate corespunzătoare obiectivelor de performanţă ale clădirii;
- dimensionarea prinderilor şi verificarea capacităţii de rezistenţă a elementelor structurii.

Detalierea constructivă în planurile de ansamblu şi de detaliu a componentei (mai ales în cazul componentelor cu masă şi rigiditate mari sau a componentelor din materiale fragile) şi a legăturilor acesteia cu structura sunt condiţii pentru:

- evitarea interacţiunilor necontrolate cu structura şi a eventualelor consecinţe defavorabile ale acestora;
- compatibilitatea eventualelor interacţiuni între **CNS** adiacente;

- aprecierea posibilităţilor de realizare practică a îmbinărilor în condiţiile toleranţelor impuse.

Lipsa detaliilor de montaj / prindere a **CNS** sau prezentarea lor incompletă conduce, de regulă, la improvizaţii care pot avea consecinţe grave.

C10.10(2) Prevederea se încadrează în spiritul Legii privind calitatea în construcţii (legea nr.10/1995) ţinând seama de gravitatea consecinţelor care pot rezulta din avarierea **CNS**, în primul rând în ceea ce priveşte siguranţa vieţii şi funcţionalitatea unor clădiri esenţiale pentru intervenţiile post seism.

C10.10.(3) Prevederea are ca scop eliminarea riscurilor care s-ar putea produce în cazurile în care anumite utilaje/echipamente nu sunt proiectate pentru a prelua şi încărcările seismice. Prevederea se referă în special la utilajele / echipamentele din clădirile pentru care obiectivele de performanţă sunt *clădire complet funcţională* sau *cu ocupare imediată*.

Aceiaşi condiţie se va impune şi pentru sistemele de prindere/fixare dacă acestea sunt livrate de producător împreună cu utilajul/echipamentul respectiv

C10.10.(4) În programul de verificare a ancorajelor se recomandă a fi incluse pentru verificare cu prioritate următoarele categorii de **CNS**:

- elementele anvelopei şi cele ataşate acesteia ;
- pereţii despărţitori din zidărie
- suprafeţele vitrate de mari dimensiuni de la faţade dar şi cele interioare (luminatoare la atriumuri, de exemplu);
- scările rulante de mari dimensiuni;
- mobilierul profesional şi aparatura din clădirile din clasele de importanţă I şi II
- echipamentele electrice inclusiv cele de urgenţă şi de rezrvă;
- prinderile conductelor / recipienţilor care lucrează cu apă/abur la temperaturi ridicate şi ale recipienţilor care conţin substanţe toxice sau inflamabile.

C D. PROCEDEU DE CALCUL STATIC NELINIAR (BIOGRAFIC) AL STRUCTURILOR

C D.1. Concepţia procedeului

Procedeul prezentat în anexa D reprezintă o metodă simplificată pentru determinarea directă a răspunsului neliniar al unei structuri la încărcarea cu deplasări aplicate monoton crescător până la rupere (Figura C D.1).

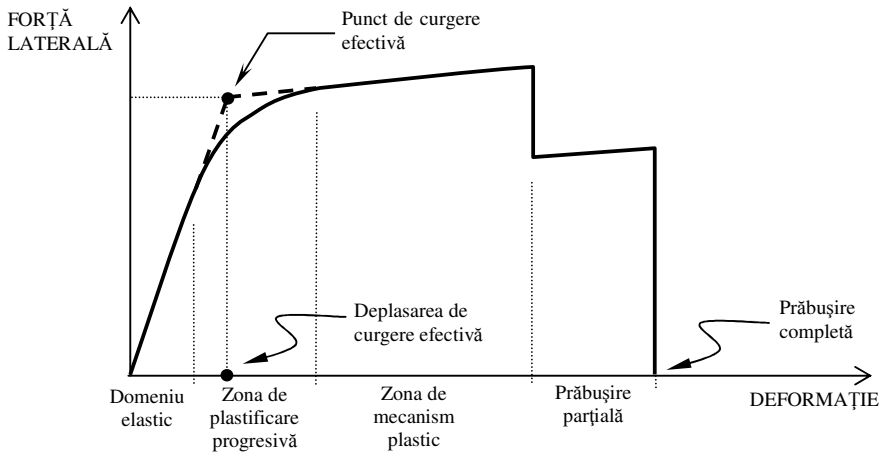


Figura C D.1. Relaţie forţă laterală – deplasare tipică pentru un cadru de beton armat (după FEMA 2003).

Metoda prezentată urmăreşte în general metoda N2, propusă de Fajfar (Fajfar & Fischinger 1989, Fajfar 2000) şi inclusă în Anexa B a Eurocodului 8 (SR EN 1998-1, 2004).

C D.2. Evaluarea proprietăţilor de rezistenţă şi de deformaţie a elementelor structurale

Deoarece nu există modele teoretice generale, capabile să reproducă cu suficientă precizie relaţia forţă – deplasare în regim de solicitare ciclic pentru elemente de beton armat, în literatură sunt propuse diverse modele empirice (bazate pe prelucrarea statistică a datelor experimentale) sau semi – empirice (deduse pe considerente teoretice, dar calibrată cu coeficienţi empirici). O sinteză recentă a acestor modele este dată de Fardis în cap. 6 din raportul FIB nr. 25 (FIB 2003). Valori orientative pentru parametrii relaţiilor M-φ ce pot fi utilizate în calculul static neliniar sunt date şi în documentele FEMA (FEMA 1997a). Codul face trimitere la P100-3 pentru procedeele de evaluare a caracteristicilor de deformaţie ale elementelor structurale.

C D.3. Construirea curbei forţă laterală – deplasarea la vârful construcţiei

Încărcările se aplică în 2 etape:

- - În prima etapă se aplică încărcările gravitaţionale, corespunzătoare combinaţiei seismice. De obicei sub aceste încărcări nu trebuie să apară plastificări în structură şi se poate face un calcul liniar.
- - În a doua etapă, pe structura preîncărcată (se păstrează starea de deformaţii şi eforturi din prima etapă), se aplică incremental forţele laterale corespunzătoare acţiunii seismice. Acestea au o distribuţie fixată, dar mărimea lor variază la fiecare pas de încărcare în funcţie de un parametru.

Pentru a modela comportarea dinamică structurii, configuraţia (distribuţia) încărcărilor laterale ar trebui să fie proporţională cu configuraţia instantanee a forţelor de inerţie. Aceasta depinde de caracteristicile modale instantanee ale structurii, care se schimbă datorită deformaţiilor inelastice din anumite elemente. O asemena analiză ar necesita un efort comparabil cu o analiză dinamică neliniară (time-history). De aceea se preferă păstrarea unei configuraţii fixe pe toată durata calculului static neliniar. În mod obişnuit se consideră:

(a) o distribuţie "modală", în care forţele de inerţie sunt proporţionale cu deplasările modale din modul 1 de vibraţie, şi

(b) o distribuţie "uniformă", în care forţele de inerţie sunt proporţionale cu masele de etaj (de exemplu, dacă masele de etaj sunt egale la toate nivelurile, rezultă forţe egale la toate nivelurile).

Prima ipoteză furnizează valoarea maximă a momentului de răsturnare, cea de-a doua, valoarea maximă a forţei tăietoare pentru o capacitate de încovoiere dată a structurii.

C D.4. Echivalarea structurii MDOF cu un sistem SDOF

Pentru a putea compara deplasarea capabilă a structurii cu cerinţa de deplasare, care este dată de spectrele inelastice de deplasare construite pentru sisteme cu 1 GLD, structura reală trebuie transformată într-o structură cu 1 GLD echivalentă. Transformarea urmează relaţiile cunoscute din dinamica structurilor, echivalând deplasarea maximă a structurii la vârful construcţiei cu deplasarea în modul 1.

C D.5. Evaluarea cerințelor de deplasare

În condiţiile stării limită de serviciu structura prezintă un răspuns seismic elastic sau cu incursiuni mici în domeniul plastic, astfel încât se pot folosi direct deplasările determinate din calculul liniar al structurii pe baza regulii "deplasări egale".

În cazul stării limită ultime trebuie folosite spectre inelastice de deplasare, care se pot construi fie direct, pe baza accelerogramelor specifice amplasamentului, fie indirect, pe baza spectrelor elastice şi a unor ipoteze privind relaţia între răspunsul elastic şi cel inelastic (de exemplu, ipoteza "egalităţii deplasărilor" pentru $T > T_c$ şi ipoteza "egalităţii energiilor" pentru $T < T_c$, propuse de Newmark şi Hall). Se recomandă relaţia din Anexa E.

C D.6. Controlul deplasărilor structurale

Cerinţa de deplasare a fost determinată la paragraful D5, pentru perioada T* a sistemului cu 1 GLD echivalent, din spectrul inelastic de deplasări. O reprezentare sugestivă este cea din Figura C D.2, dată în formatul "ADRS" (spectru de răspuns acceleraţii - deplasări, obţinut din spectrele de răspuns de acceleraţii şi deplasări prin eliminarea parametrului T).

Punctul de intersecţie între curba de capacitate şi spectrul de deplasare inelastic, corespunzând ductilităţii μ a sistemului, reprezintă cerinţa de deplasare pentru sistemul cu 1 GLD. Această cerinţă de deplasare a sistemului cu 1 GLD se transformă în cerinţa de deplasare a sistemului real cu relaţia (D10), care este inversa transformării iniţiale (D4).

Valoarea calculată reprezintă o valoare medie şi există o dispersie mare a valorilor, motiv pentru care se recomandă "împingerea" structurii până la 150% din valoarea cerinţei de deplasare calculate (FEMA 1997a).

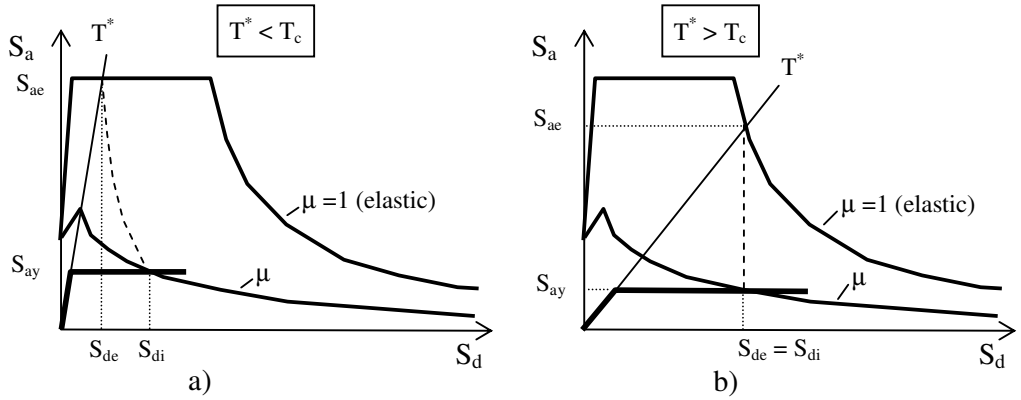


Figura C D.2. Determinarea deplasării ţintă în cazul a) *T* < Tc* şi b) *T* > Tc*

Referinţe

ACI (2005). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and comentary (ACI 318R-05)*, Farmington Hills, 432 pp.

CEN (2004). *EN 1998-1-1: Design of structures for earthquake resistance/ Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, Bruxelles, 250 pp.

Fajfar, P. and Fischinger, M. (1989). *N2 – A method for non-linear seismic analysis of RC buildings*, Proc. of the 9th WCEE, Tokyo, vol. V, p. 111-116.

FEMA (1997a). *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,* FEMA 273. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FEMA (1997b). *NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 274. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

FIB (2003). *Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings*, Bulletin 25, Lausanne, Elveţia, 192 pp.

Newmark, N. M. and Hall, W.J. (1982). *Earthquake spectra and design*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, USA.

Postelnicu, T. and Zamfirescu, D. (1999). *Comparison between displacement methods used for assessment of RC structures. Performance of RC frame structures designed according present Romanian codes*. Proc. 1st Romanian-American Workshop, Iasi, Romania.

Vidic, T., Fajfar, P. and Fischinger, M. (1989). *Consistent inelastic design spectra: strength and displacement*. Earthq. Eng. and Struct. Dynamics, vol. 16, p. 502-521.

C E. PROCEDEU DE VERIFICARE A DEPLASĂRII LATERALE A STRUCTURILOR

C E.1. Consideraţii generale

În actuala ediţie a P100-1 se aplică într-o măsură mai mare decât precedentele ediţii ale Codului principiile şi metodele proiectării bazate pe performanţa seismică la cutremure cu diferite perioade de revenire.

Parametrul considerat în prezent ca fiind cel mai semnificativ pentru calitatea răspunsului seismic al construcţiilor este deplasarea laterală, pentru că de aceasta depind direct degradările structurale şi nestructurale ale clădirilor.

Din acest motiv, limitarea deplasărilor laterale prin proiectare are o importanţă deosebită. Problema este cu deosebire importantă pentru zona Câmpiei Române unde cutremurele vrâncene se manifestă cu deosebită agresivitate din punctul de vedere al deformaţiilor impuse.

Pagubele înregistrate la multe clădiri în intervalul 1977-1990, când s-au produs 4 cutremure de intensitate medie şi mare, au făcut ca măsurile legate de limitarea deplasărilor laterale luate în P100/92 să fie foarte severe. Un studiu comparativ în care s-au analizat prevederile a 6 coduri de proiectare (UBC, B52, NZS, CEB 1987, Eurocode 8 şi P100/92) a evidenţiat faptul că prevederile de dimensionare a rigidităţii laterale a construcţiilor din P100/92 erau de departe cele mai severe. Aceste prevederi au exclus practic folosirea sistemului structural în cadre de beton armat la realizarea construcţiilor cu multe niveluri în perioada dinainte de 1990. După această dată, dezvoltarea domeniului construcţiilor de birouri şi a clădirilor de locuit cu confort superior a făcut necesar, din nou, să se reconsidere acest tip de structuri. Cunoştinţele noi înregistrate de ingineria seismică au permis sa se abordeze mai nuanţat, şi pe o bază mai adecvată comportării reale a construcţiei, problema limitării deplasărilor laterale la acţiuni seismice.

Faţă de versiunea din 1992, Codul P100-1 aduce o serie de elemente de noutate importante:

(c) O procedură mult mai riguroasă de calcul al valorilor de proiectare ale deplasărilor laterale.

Pentru domeniul de frecvenţe $T > T_c$, T_c fiind perioada de calcul a spectrului răspunsului seismic elastic, calculul se face în conformitate cu regula „deplasării egale" stabilite pe baza constatării statistice [Newmark şi Hall, 1982], potrivit căreia, în acest interval, deplasările sistemelor inelastice port fi aproximate acoperitor prin deplasările sistemelor elastice. Pentru majoritatea zonelor seismice pe plan mondial, majoritatea construcţiilor se încadrează în intervalul de perioade $T > T_c$.

Aproximaţia nu este însă acceptabilă pentru construcţii cu $T < T_c$, care evidenţiază deplasări seismice (în domeniul neliniar) considerabil mai mari decât cele date de regula „deplasării egale". În cazul unor amplasamente caracterizate de valori T_c înalte, cum este Câmpia Română unde $T_c \approx 1{,}6$ sec., majoritatea structurilor curente aparţin acestui domeniu.

P100-1:2006 a introdus un coeficient de corecţie (amplificare) a deplasărilor elastice în acest domeniu, calibrat în cadul unor studii efectuate la Catedra Construcţii de beton armat din Universitatea Tehnică de Construcţii Bucureşti.

(d) Procedee mai riguroase pentru evaluarea rigidităţilor pentru evaluarea deplasărilor laterale de proiectare.

Aceste reguli privesc elementele de beton armat pentru care se prevăd valori care variază cu gradul de fisurare a betonului, funcţie de nivelul de solicitare (starea limită) şi de natura legăturilor între structura şi componentele structurale.

C E.2. Verificarea la starea limita de serviciu (SLS)

P100-1 menţine forma generală din versiunea precedentă a Codului a relaţiei de verificare a rigidităţii laterale pentru SLS.

Evaluarea deplasărilor de proiectare are un caracter convenţional şi aproximativ pentru că se bazează pe un raport prestabilit între deplasările la SLU şi SLS, şi nu printr-un calcul la acţiunea seismică de proiectare asociată acestei stări limită. Soluţia este, fără îndoială, simplă, dar nu întodeauna şi acoperitoare.

S-a renunţat la diferenţiere factorilor de reducere ν, funcţie de clasa de importanţă a construcţiilor, preluate din EC 8 în versiunea anterioară a Codului. Această intervenţie urmăreşte obţinerea unor performanţe superioare pentru construcţiile importante şi în ceea ce priveşte comportarea la acţiuni seismice moderate.

O chestiune cu implicaţii importante se referă la modul de calcul al deplasării relative d_r'. Pentru scopul urmărit de relaţia de verificare (E.1), nu diferenţa deplasărilor orizontale de la două niveluri ale clădirii prezintă interes, ci acea componentă care modifică forma iniţială de dreptunghi a panourilor (nestructurale) de compartimentare şi de închidere, pentru că de aceasta depinde degradarea acestora (componenta care modifică diagonala panoului).

Pentru exemplificare, în Figura C E.1 se prezintă cazul structurii unei faţade alcătuite din pereţi conectaţi cu grinzi. Se constată diferenţe foarte mari între valorile deplasărilor relative de nivel (de calcul) inregistrate în dreptul pereţilor şi, respectiv, în deschiderea între cei doi pereţi. În timp ce zidăria de placare a pereţilor nu este afectată de deformaţia laterală a structurii, elementele situate între pereţi sunt supuse unor distorsiuni foarte importante.

Programele de calcul structural pot fi completate pentru ca acestea să furnizeze direct valorile ce trebuie introduse în relaţia (E.1).

O menţiune specială priveşte faţadele cortină. Având în vedere dificultatea extremă a reparaţiilor postseism la asemenea faţade, valoarea d_{rc} stabilită prin calcul la acţiunea seismică de proiectare se sporeşte cu 30%. Cerinţele de deplasare tebuie să fie cuprinse în tema adresată producătorului faţadei, care trebuie să garanteze deformabilitatea necesară a acesteia.

Prevederile anexei referitoare la modul de calcul al deplasărilor laterale şi cele referitoare la valorile admisibile ale deplasărilor laterale sunt valabile pentru toate tipurile de structuri.

În cazul construcţiilor de beton armat este necesar să fie precizat modul de evaluare a rigidităţii, având în vedere că elementele de beton armat lucrează cu fisuri în zonele întinse.

În cazul structurilor în cadre se disting două situaţii. Într-una din acestea structura de beton armat este complet liberă (de exemplu, în cazul garajelor etajate deschise sau tribunelor) sau este prevăzută cu elemente de umplutură, care, fiind conectate flexibil

la aceasta, nu stânjenesc practic deformaţia laterală a cadrului. În acest fel elementele de beton armat lucrează în stadiul fisurat şi trebuie utilizate rigidităţi reduse. În literatură [vezi, de exemplu, Freeman & al, 1980] se recomandă, în acest scop, ca procedeu aproximativ suficient de exact pentru necesităţile proiectării, reducerea uniformă a modulelor de rigiditate a secţiunilor nefisurate cu coeficientul 0,5.

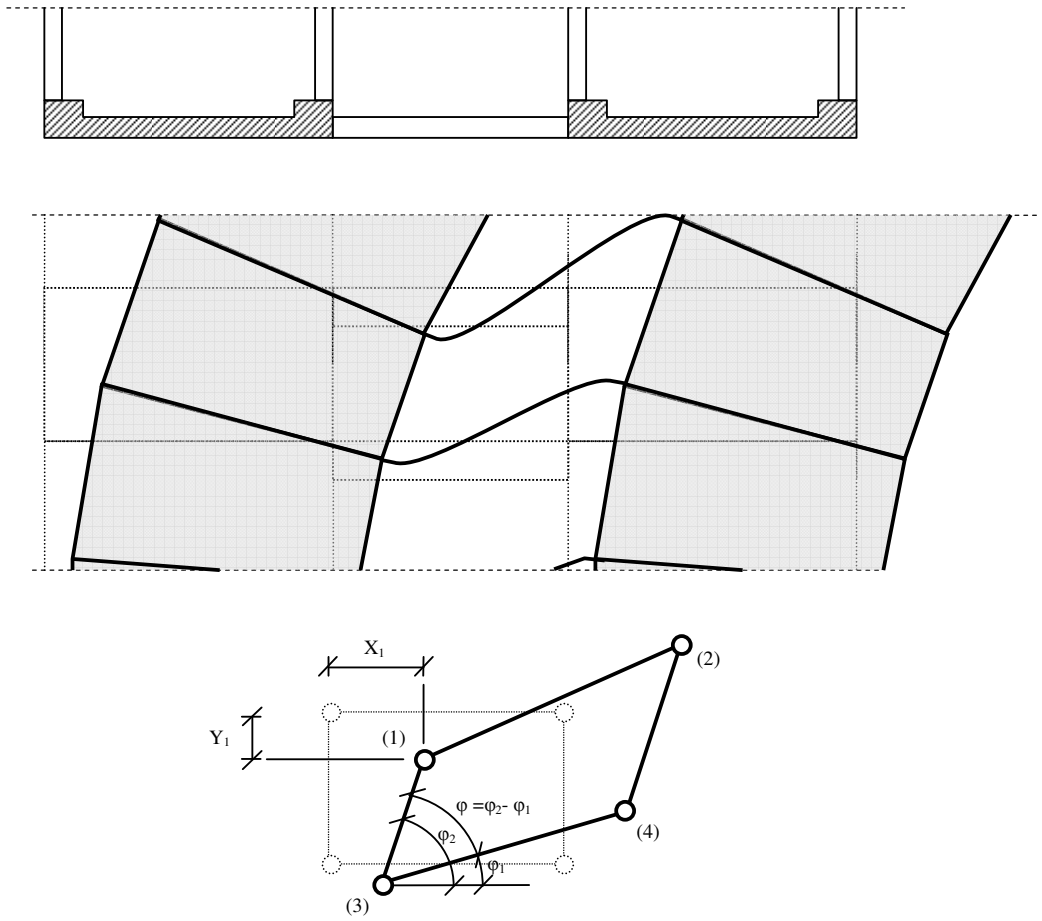


Figura C E.1.

În a doua situaţie, cadrele sunt umplute cu panouri de zidărie, care, la atacul cutremurului de serviciu, nu-şi pierd integritatea întrucât sunt protejate prin limitarea adecvată a deplasărilor laterale. În acest fel, panourile de umplutură contribuie semnificativ la rigiditatea de ansamblu a structurii. Gradul de fisurare a elementelor fiind în acest caz mult limitat, se pot adopta valori ale modulului de rigiditate egale cu $E_c I_g$ (produsul între modulul de elasticitate al betonului şi momentul de inerţie al secţiunii brute de beton), ţinând cont astfel si de contribuţia armăturilor la rigiditatea elementelor.

Într-o construcţie cu pereţi de beton armat, rigiditatea pereţilor nestructurali este, de regulă, nesemnificativă în raport cu cea a pereţilor, ceea ce face ca să se neglijeze aportul lor la rigiditatea de ansamblu a clădirilor. În consecinţă, în calcule se va opera cu rigiditatea redusă, $0{,}5E_c I_g$, a pereţilor de beton.

Valorile admisibile ale deplasărilor relative de nivel din SLS trebuie să depindă de natura pereţilor de compartimentare şi a închiderilor, şi de modul cu care se realizează

prinderea lor de structură. Pentru zidării de cărămidă sau blocuri din diferite materiale deformabilitatea scade cu creşterea rezistenţei mortarului. De asemenea, valoarea deformaţiei relative capabile este influenţată de proporţiile panoului de zidărie înrămat, fiind cu atât mai mic cu cât panoul este mai lung în raport cu înălţimea. De exemplu, pentru panouri de zidărie de cărămidă curentă se pot accepta următoarele valori ale rotirii limită (unghiul deformaţiei de forfecare γ):

- - pentru raportul $\frac{L}{H} > \frac{4}{3}$ (L şi H, lungimea şi înălţimea panoului), $\gamma = 2{,}5‰$

  Valorile admisibile ale deplasărilor laterale date la 4.6.3.2, relaţiile (4.28), (4.29) şi (4.30), coincid cu cele date în EC 8 şi nu pot fi considerate potrivite în toate cazurile.

- - pentru raportul $\frac{4}{3} > \frac{L}{H} > \frac{2}{3}$, $\gamma = 4‰$

- - pentru raportul $\frac{L}{H} < \frac{2}{3}$, $\gamma = 6‰$

Valoarea 5‰ prescrisă în P100-1 reprezintă o valoare situată peste medie.

Această valoare poate fi acceptabilă şi pentru alte tipuri de elemente nestructurale, de exemplu, pentru pereţi cortină şi alte faţade agăţate de structură. În principiu, deformaţia relativă admisă şi, implicit, rigiditatea laterală necesară, trebuie să fie corelate cu deformabilitatea sistemului de prindere a faţadei garantată de fabricant, căruia i se pot pune condiţii din acest punct de vedere.

C E.3. Verificare la starea limita ultima (ULS)

Relaţia (E.2) introduce prin coeficientul c corecţia necesară pentru a tine seama de faptul ca deplasarile in raspunsul seismic neliniar sunt superioare deformatiilor din raspunsul liniar in domeniul de perioade in care nu este valabila regula „deplasarii egale”. Coeficientii c amplifica deplasarea elastica sub incarcarile seismice de proeictare. Aşa cum s-a arătat mai sus, corecţia este necesară pentru construcţii cu perioada fundamentală de vibraţie situată în domeniul $0 – T_c$.

Valorile coeficientilor au fost calibrate printr-un studiu amplu efectuat cu instrumentul calculului dinamic neliniar. S-au utilizat cate 30 de accelerograme compatibile cu spectrul de proiectare din P 100, pentru fiecare din cele patru tipuri de spectre prevazute in capitolul 3 al codului, trei pentru cutremurele vrancene, caracterizate de cele trei valori distincte ale perioadei de control T_c si unul corespunzator cutremurului subcrustal banatean. Spre deosebire de versiunea din 2006 a codulu, in actuala editie se prevede o diferentiere mai nuantata a valorilor c. In raspunsul liniar cerintele de deplasare depind nu numai de perioada, ci si de rezistenta sistemului, definita de valoarea factorului de comportare q. Formula de determinare a coeficientului (E.2) pune in evidenta aceasta dubla dependenta. In conformitate cu rezultatele studiului, granita intre domeniul deperioade in care este valabilia regula deplasarii egale si cea in care raspunsul neliniar in deplasari este semnificativ mai mare decat cel elastic este in jurul valorii T=0.7T_c. La calibrarea expresiei (E.2) s-a tinut seama si de faptul ca in domeniul perioadelor de vibratie scurte, structurile sunt inzestrate cu o suprarezistenta foarte consistenta.

În cazul cutremurului de proiectare (considerat la starea limita ultima) nu se poate evita degradarea severă a componentelor nestucturale arhitecturale (pereţi, faţade, etc.). şi trebuie luate măsuri ca aceste componente să nu se prăbuşească, ameninţând vieţile oamenilor, printr-o conectare adecvata la structură.

Valoarea admisibilă 2,5% a deplasării relative de nivel este în concordanţă cu rezultatele a numeroase studii experimentale [de exemplu, Q_i şi Moehle] care au evidenţiat faptul că stâlpii de beton armat, proiectaţi potrivit prevederilor codurilor moderne de proiectare, pot dezvolta deformaţii de rotire de bară de peste 4% fără o reducere semnificativă a capacităţii de rezistenţă.

Valoarea acoperitoare 2,5% adoptată în anexa E a Codului pentru stâlpii de beton armat poate fi considerată satisfăcătoare şi pentru condiţia de prăbuşire a pereţilor de umplutură [FEMA 273 – 1996].

COD DE PROIECTARE SEISMICĂ
– PARTEA I –

PREVEDERI DE PROIECTARE
PENTRU CLĂDIRI

INDICATIV P100-1

VOLUMUL III
EXEMPLE DE CALCUL ŞI PROIECTARE

Cuprins :

VOLUMUL III :

ANEXA I – EXEMPLE DE CALCUL ŞI PROIECTARE
(Anexa informativă)

E.4	PROIECTAREA CLĂDIRILOR
E 4.1	Structură metalică etajată cu două planuri de simetrie
E 4.2	Structură dual̆ din beton armat neregulată în plan şi în elevaţie.
E.5.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE BETON
E.5.1.	Structura în cadre de beton armat
E.5.2 .	Structura cu pereţi de beton armat
E.6.	PREVEDERI SPECIFICE CONTRUCŢIILOR DE OŢEL
E.6.1.	Structură în cadre necontravântuite
E.6.2.	Structură în cadre contravântuite centric în V inversat
E.6.3.	Structură în cadre contravântuite excentric
E.7.	PREVEDERI SPECIFICE CONTRUCŢIILOR COMPOZITE
E.7.1.	Calculul elementelor unei structuri compozite
E.8.	PREVEDERI SPECIFICE PENTRU CONSTRUCŢII DE ZIDĂRIE
E.8.1.	Clădire de locuit cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente ceramice
E.8.2	Clădire tip « vilă » P+2E cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente de BCA
E.8.3	Clădire de locuit P+3E cu pereţi structurali din zidărie cu elemente ceramice
E.8.4.	Clădire tip « vilă » P+2E cu pereţi structurali din zidărie confinată (ZC) cu elemente BCA
E.9.	PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE LEMN
E.9.1.	Proiectarea unei structuri de tip hală de lemn
E.10.	PREVEDERI SPECIFICE PENTRU COMPONENTELE NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCŢIILOR
E.10.1	Verificarea unui perete despărţitor din zidărie cu elemente ceramice
E.10.2	Verificarea unui panou de zidărie înrămată într-un cadru de beton armat pentru acţiunea seismică în planul peretelui
E.10.3	Verificarea unui perete de faţadă din zidărie de bca înrămat în cadru de beton pentru acţiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui
E.10.4	Verificarea unui perete de faţadă din zidărie cu elemente ceramice perete cu goluri de ferestre
E.10.5	Determinarea cerinţelor de deplasare pentru un panou de reclamă
E.10.6	Calculul prinderilor cu buloane pentru un echipament (prinderi fixe)
E.10.7	Calculul prinderilor pentru un echipament montat pe izolatori de vibraţii
E.10.8	Calculul unei conducte de apă fierbinte

E 4 PROIECTAREA CLĂDIRILOR

E 4.1 Structură metalică etajată cu două planuri de simetrie

E.4.1.1 Descrierea structurii

Se analizează răspunsul la acţiunea seismică al unei clădiri pentru birouri cu 8 (P+7E) niveluri, cu structură metalică, amplasată în Bucureşti (figura E 4.1.1).

Structura este alcătuită dintr-un nucleu central care preia forţele orizontale corespunzătoare acţiunii seismice şi un subsistem format din stâlpi perimetrali care preiau numai încărcările gravitaţionale ce le revin. Nucleul central este alcătuit din patru cadre metalice cu contravântuiri prinse excentric la noduri, în care toate prinderile barelor la noduri sunt rigide (figura E 4.1.2). Prinderile grinzilor care leagă stâlpii perimetrali între ei şi ale grinzilor care leagă stâlpii perimetrali de nucleul central sunt articulate. Planşeele sunt elemente compozite cu grinzi metalice şi placă de beton armat turnată pe tablă cutată. Pereţii interiori şi exteriori sunt uşori. Oţelurile folosite sunt S235 şi S355.

Secţiunile barelor sunt prezentate în figura E 4.1.1 şi în tabelul E 4.1.1.

E.4.1.2 Schema de calcul la acţiunea seismică

Subsolul este realizat sub forma unei cutii rigide aşezată pe un radier general. Acceptând cutia rigidă ca reazem încastrat, forţa tăietoare de bază produsă de acţiunea seismică se va considera deasupra subsolului, la nivelul zero al clădirii.

Deoarece structura are forma regulată în plan şi elevaţie, efectele acţiunii seismice se stabilesc pe modele plane corespunzând celor două direcţii principale *x* şi *y* paralele cu planele de simetrie ale clădirii. Nu este necesară luarea în considerare a componentei verticale din acţiunea seismică.

Pentru cadrul plan din figura E 4.1.1 s-au efectuat calcule pentru obţinerea distribuţiei forţelor seismice convenţionale de nivel folosind metoda simplificată şi metoda analizei modale spectrale.

Sub acţiunea cutremurelor severe, disiparea energiei are loc numai în articulaţiile plastice, care în ansamblul lor formează mecanismul plastic global. Toate elementele structurale situate în afara zonelor plastice trebuie să lucreze esenţial în domeniul elastic la forţele orizontale asociate mecanismului plastic global.

Mecanismul plastic global acceptat conţine articulaţii plastice la capetele link-urilor şi la bazele stâlpilor nucleului central şi perimetrali.

Secţiunea 1-1

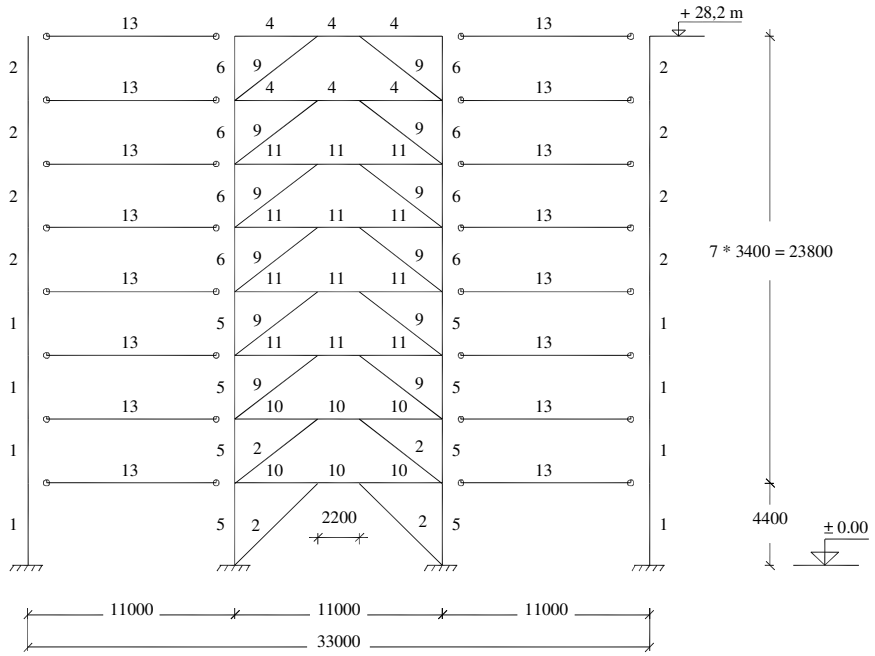


Figura E 4.1.1 Secţiune transversală şi
tipuri de secţiuni conform tabelului E 4.1.1

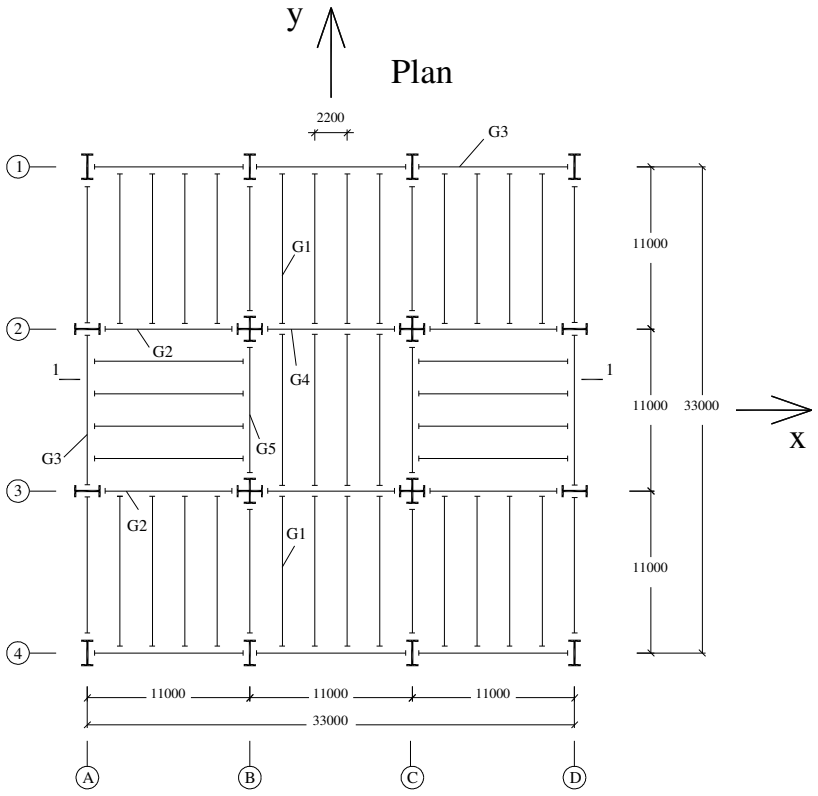


Figura E 4.1.2 Planşeu curent

Tabelul E 4.1.1

Stâlpi perimetrali

Secţ. nr.	Secţiune tip	A mm^2	A_i mm^2	i_y mm	i_z mm	W_y mm^3	Wp_y mm^3	I_y mm^4	Secţ. nr. P	Secţ. nr. E	Oţel
1	HTM 650x576	73400	24300	288	76,1	1653E+04	1982E+04	6100E+06	8	5	S235
2	HTM 650x359	45800	15500	277	71,7	1023E+04	1188E+04	3500E+06	9	6	S235

P = Plast; E = Calcul structural

Stâlpi centrali

Secţ. nr.	Secţiune tip	A mm^2	A_i mm^2	i_y mm	i_z mm	W_y mm^3	Wp_y mm^3	I_y mm^4	S. n. P	S. n. E	Oţel
5	2-HTM 650x576	146800	97700	210,83	224,17	1768E+04	2400E+04	65252E+05	1	1	S355
6	2-HTM 650x472	120200	80400	206,44	217,56	1438E+04	1920E+04	51227E+05	2	2	S355

Contravântuiri

Secţ. nr.	Secţiune tip	A mm^2	A_i mm^2	i_y mm	i_z mm	W_y mm^3	Wp_y mm^3	I_y mm^4	Secţ. nr. P	Secţ. nr. E	Oţel
2	HTM 650x359	45800	15500	277	71,7	1023E+04	1180E+04	3500E+06	1	1	S355
9	HTM 650x258	33000	10600	274	70,9	750E+04	852E+04	2476E+06	2	2	S355

Grinzi centrale

Secţ. nr.	Secţiune tip	A mm^2	A_i mm^2	i_y mm	i_z mm	W_y mm^3	Wp_y mm^3	I_y mm^4	Secţ. nr. PT	Secţ. nr. E	Oţel
10	HE 550 A	21200	6450	230	71,5	415E+04	462E+04	1119E+06	2	2	S355
11	HE 500 A	19800	5600	210	72,4	355E+04	394E+04	8697E+05	3	3	S355
4	HE 450 A	17800	4820	189	72,9	290E+04	322E+04	6372E+05	4	4	S355

Grinzi perimetrale

Secţ. nr.	Secţiune tip	A mm^2	A_i mm^2	i_y mm	i_z mm	W_y mm^3	Wp_y mm^3	I_y mm^4	Secţ. nr. P	Secţ. nr. E	Oţel
13	IPE 550	13400	5910	223	44,5	244E+04	278E+04	6712E+05	1-6	1-6	S355

Dimensiunile secţiunilor

Secţ. nr.	h mm	b mm	t_i mm	t_f mm	r mm	d mm	h/b	Y-Y	Z-Z	$b/2t_f$	d/t_i	ε *S235/S355*	Clasa
1	738	323	41,4	75	27	534	2,285	b	c	2.15	12,90	1	1
2	684	308	26,4	48,1	27	533.8	2,221	b	c	3.20	20,22	1/0,81	1
4	440	300	11,5	21	27	344	1,467	a	b	7.14	29,91	1/0,81	1
5	738	323	41,4	75	27	534	2,285	b	b	2.15	12,90	1	1
6	712	316	34,5	62	27	534	2,253	b	b	2.55	15,48	1	1
9	660	302	18	36	27	534	2,185	a	b	4.19	29,67	1	1
10	540	300	12,5	24	27	438	1,800	a	b	6.25	35,04	0,81	1
11	490	300	12	23	27	390	1,633	a	b	6.52	32,50	0,81	1
13	550	210	11,1	17,2	24	467	2,619	a	b	6.10	42,07	1	1

E.4.1.2.1 Încărcări gravitaţionale caracteristice

Încărcări pe planşeul de acoperiş

Încărcări permanente: G_p = 6,0 kN/m^2 (tabla cutata - 0,1 kN/m^2; placă beton – $0{,}11\times 25 = 2{,}75$ kN/m^2; şapă - 2,50 kN/m^2; spaţiu tehnic - 0,50 kN/m^2; tavan fals - 0,15 kN/m^2)

Încărcări variabile - zăpada*:* $s_k = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{0,k} = 0{,}8\times 0{,}8\times 1{,}0\times 2{,}00 = 1.28$ kN/m^2 (conform CR1-1-3-2012)

Încărcări pe planşeele curente

Încărcări permanente: G_p = 5,5 kN/m^2 (tablă cutată - 0,1 kN/m^2; placă beton - $0{,}11\times 25 = 2{,}75$ kN/m^2; greutate proprie structură - 0,60 kN/m^2; pardoseală - 0,40 kN/m^2; pereţi interiori - 1,00 kN/m^2; spaţiu tehnic - 0,50 kN/m^2; tavan fals - 0,15 kN/m^2)

Pereţi exteriori: q_e = 3 kN/m

Încărcări variabile Q_{ki}: q_k = 2,0 kN/m^2 corespunzătoare categoriei A de construcţii (locuinţe), conform [SR-EN 1991-1-1:2004/NA:2006].

E.4.1.2.2 Combinaţii de încărcări de calcul

Combinaţiile acţiunii seismice cu alte încărcări pentru verificări la starea limita ultima se fac conform [CR0-2012] cu relaţia

$$\sum G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

în care se notează:

$G_{k,j} = G_p$ – încărcările permanente caracteristice

$Q_{k,i} = Q_i$ – încărcările variabile caracteristice

$\psi_{2,i} = 0{,}3$ – corespunde CR0-2012, tabel A1

A_{Ek} – încărcarea caracteristică a acţiunii seismice

γ_I = 1,0 – factor de importanţă a clădirii, conform [P100-1], pentru clasa III de importanţă.

Încărcări pe planşeul de acoperiş

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i$$

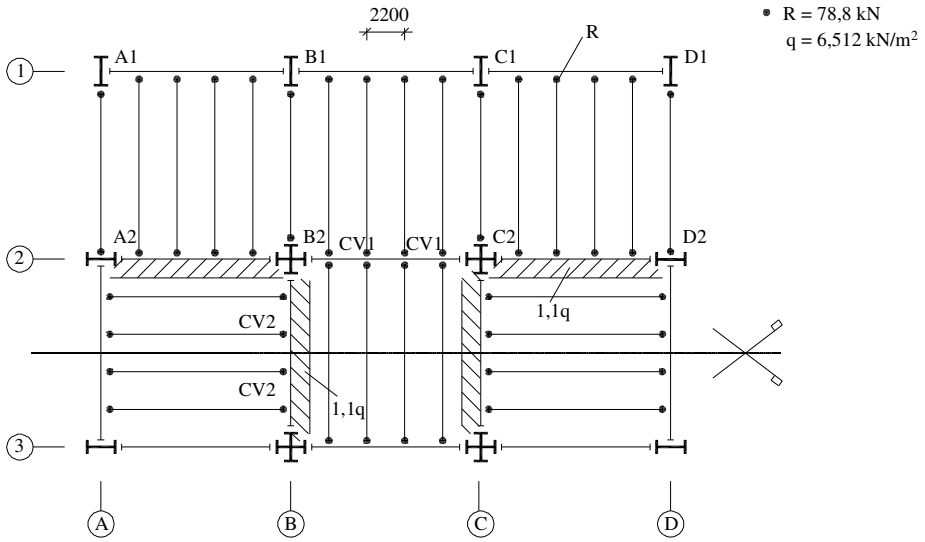
Cu $\psi_{2,i} = 0{,}4$, $Q_i = s_k$, $\sum G_p = 6$ kN/m^2 si $\sum \psi_{2,i} Q_{k,i} = 0{,}4\times 1{,}28 = 0{,}512$ kN/m^2 rezulta $\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6.512$ kN/m^2

Încărcări pe planşeele curente

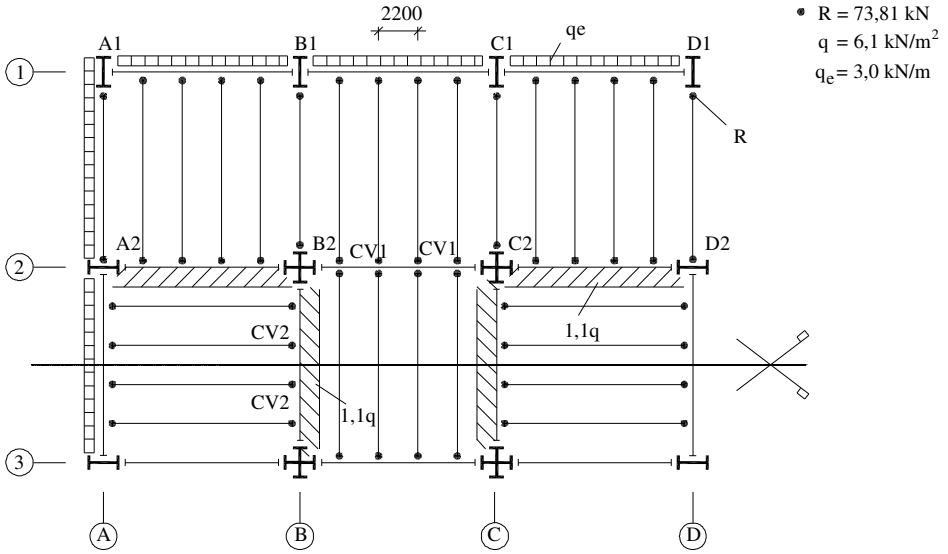
$$q = G_p + \psi_{2,i} Q = 5{,}5 + 0{,}3 \times 2.0 = 6{,}1 \text{ kN/m}^2$$

Planşee peste etajele 1 – 7 şi parter: cu $\psi_{2,i} = 0{,}3$

$$q = 5{,}5 + 0{,}3 \times 2{,}0 = 6{,}1 \text{ kN/m}^2 ; \; q_k = 2{,}0 \text{ kN/m}$$



a



b

Figura E 4.1.3 Încărcări pe planşee: a – de acoperiş; b – peste etajele 1 – 7 şi parter

E.4.1.2.3 Încărcări de calcul aferente stâlpilor

Planşeul de acoperiş (fig. 3, *a*)

$$p = q \cdot 2{,}2 = 6{,}512 \times 2{,}2 = 14{,}33 \text{ kN/m} ; \; R = 14{,}33 \cdot \frac{11}{2} = 78{,}80 \text{ kN}$$

Planşee peste etajele 1 – 7 şi parter (fig. 3, *b*)

$$p = q \cdot 2{,}2 = 6{,}1 \times 2{,}2 = 13{,}42 \text{ kN/m} ; \; R = 13{,}42 \cdot \frac{11}{2} = 73{,}81 \text{ kN} ; \; q_e = 3 \text{ kN/m}$$

Încărcările gravitaţionale sunt prezentate în figura E 4.1.4, iar greutăţile de nivel aferente cadrului sunt prezentate în figura E 4.1.5.

E.4.1.3 Calculul structurii la acţiunea seismică în domeniul elastic. Metoda curentă de proiectare.

E.4.1.3.1 Calculul forţei tăietoare de bază

a. <u>Calculul forţelor seismice static echivalente</u>

Conform [1], forţa tăietoare de bază se obţine cu relaţia

$$F_b = \gamma_I S_d(T_1) m \lambda$$

în care:

$S_d(T_1)$ este ordonata din spectrul de răspuns de proiectare pentru perioada fundamentala T_1 ;

T_1 este perioada fundamentală de vibraţie a clădirii (de translaţie);

W este rezultanta tuturor forţelor gravitaţionale (permanente şi utile) aferentă cadrului,

$$W = \sum_{i=1}^{8} W_i = 28186 \text{ kN} \; (m = W / g = 28186 / 9.815 = 2872 \; tone)$$

.

Pentru clădiri cu înălţimea până la 40 m, perioada fundamentală se poate determina cu relaţia aproximativă din [1], Anexa B.

<u>a.1. Metoda simplificată</u>

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$$

Pentru structuri cu contravântuiri prinse excentric la noduri, $C_t = 0{,}075$. Înălţimea clădirii este H = 28,2 m.

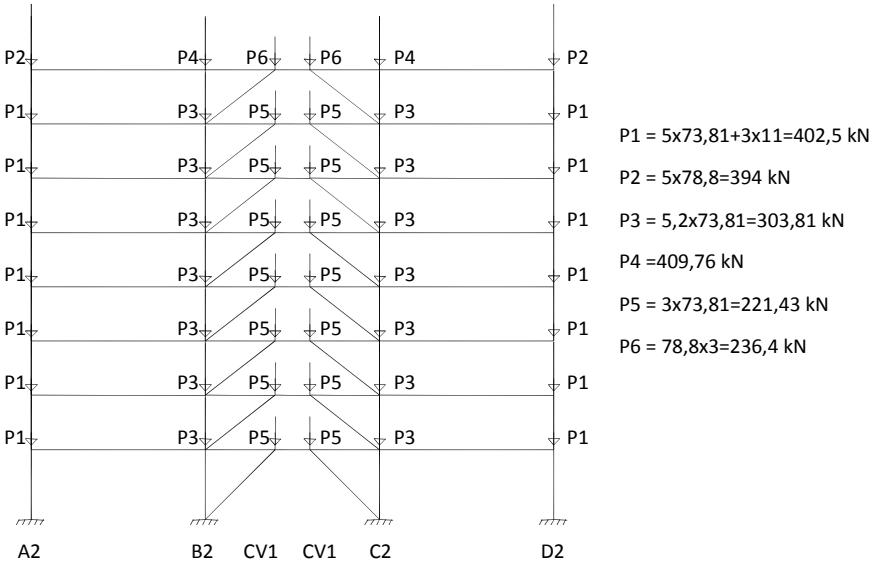


Figura E 4.1.4 Încărcări gravitaţionale – cadru central

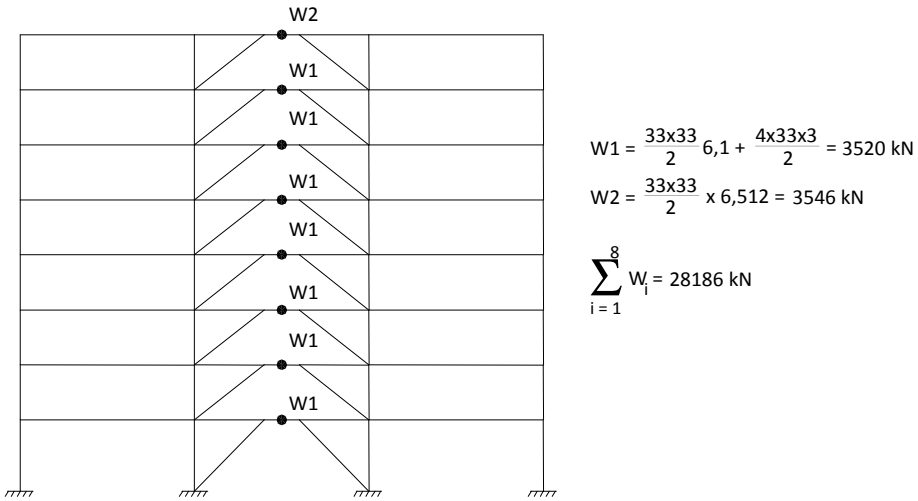


Figura E 4.1.5 Forţe gravitaţionale de nivel

Cu aceste valori rezultă

$$T_1 = 0{,}075 \times (28{,}2)^{3/4} = 0{,}9178\,\text{sec} > \mathrm{T_B} = 0{,}32\,\text{sec}$$

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \text{ pentru } T > T_B$$

$a_g = 0{,}30g$ din [1], fig. 3.1, corespunde oraşului Bucureşti pentru care $T_C = 1{,}6\,\text{sec}$.

Spectrul de răspuns elastic elastic are expresia:

$$\beta(T) = \beta_0 \text{ pentru } T_B < T < T_C$$

Pentru cadre cu contravântuiri prinse excentric la noduri, conform [1], tabelul 6.3, factorul de comportare q care considerară capacitatea structurii de a disipa energia indusă de mişcarea seismică pentru o clasă de ductilitate **DCH** este:

$$q = 5\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$$

Se poate considera $\alpha_u/\alpha_1 = 1{,}2$ urmând a se verifica rezerva de rezistenţă printr-un calcul static incremental neliniar biografic.

Rezultă $q = 5\times 1{,}2 = 6.0$ şi $\beta(T_1) = \beta(0{,}918) = 2{,}5$

$$S_d(T_1) = 0{,}3\times 9{,}815\times 2{,}5\times\frac{1}{6.0} = 1{,}227$$

şi forţa tăietoare de bază

$$F_b = 1{,}0\times 1{,}227\times 2872\times 0{,}85 = 2995\ \text{kN}$$

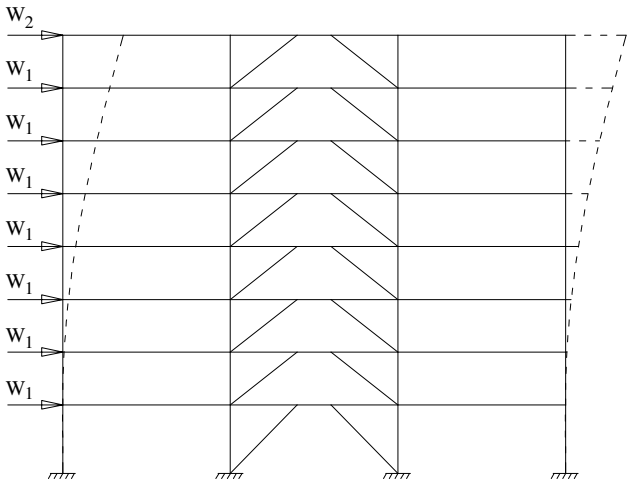
Prin raportare la rezultanta forţelor gravitaţionale rezultă un coeficient seismic global de $\frac{2995}{28186}\cdot 100 = 10{,}6\ \%$.

a.2. Metoda aproximativă Rayleigh

Pentru determinarea perioadei fundamentale proprii de vibraţie se poate utiliza relaţia (B.1) din anexa B [1]:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} W_i d_i^2}{g\sum_{i=1}^{n} W_i d_i}}$$

Încărcările gravitaţionale W_i sunt reprezentate în figura E 4.1.5. Deplasările pe direcţia gradelor de libertate dinamice (translaţiile orizontale ale planşeelor considerate diafragme orizontale infinit rigide în planul lor) s-au determinat cu un program de calcul. Pentru calculul acestora se încarcă structura cu forţe laterale W_i, ca în figura E 4.1.6.



d_i(m)	S_{iI}	S_{i2}	S_{i3}
0,21575	0,02796	-0,0265	-0.002346
0,20165	0,0258	-0,01419	0.001385
0,18289	0,02293	0,00079	0.021467
0,15983	0,01951	0,01435	0.023021
0,13201	0,01557	0,02302	0.0006006
0,09963	0,01126	0,02483	-0.015409
0,06499	0,00698	0,020094	-0.025443
0,03208	0,00328	0,011086	-0.01789

Figura E 4.1.6 Forţe gravitaţionale de nivel

$$\sum_{i=1}^{8} W_i d_i = 3838 \text{ kNm} \qquad \sum_{i=1}^{8} m_i S_{i1} = \sum_{i=1}^{8} \frac{W_i}{g_i} S_{i1} = 47{,}86$$

$$\sum_{i=1}^{8} W_i d_i^2 = 630{,}6 \text{ kNm}^2 \qquad \sum_{i=1}^{8} m_i S_{i1}^2 = \sum_{i=1}^{8} \frac{W_i}{g_i} S_{i1}^2 = 9{,}815$$

$$\sum_{i=1}^{8} W_i x_i = 459700 \text{ kNm}^2$$

$$\sum_{i=1}^{8} W_i x_i^2 = 9212000 \text{ kNm}^2$$

- conform formulei (B.1) din [1] rezultă:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{630{,}6}{9{,}815 \times 3838}} = 0{,}8129 \text{ sec}$$

şi conform formulei (B.3) din [1]:

$$T_1 = 2\sqrt{d} = 2\sqrt{0{,}21575} = 0{,}92898 \text{ sec}$$

În următorul tabel sunt sintetizate valorile perioadelor calculate cu relaţiile aproximative din anexa B şi prin rezolvarea problemei de valori proprii:

	Relaţia din [1]			Analiză modală
	(B.4)	(B.1)	(B.3)	
T_1 (s)	0,9178	0,8129	0,92898	0,8202

a.3. Metoda analizei modale.

Perioadele obţinute pentru modul propriu fundamental cu relaţia Rayleigh şi respectiv prin rezolvarea problemei de valori proprii din dinamica corpurilor deformabile $\left|K - \omega^2 M\right| = 0$, unde $\omega_i = \frac{2\pi}{T_i}$, sunt foarte apropiate. Deoarece perioada fundamentală se găseşte în domeniul $T_B < T_1 < T_C$, indiferent de metoda folosită, $\beta(T_1) = 2{,}5$, fără să afecteze valoarea din spectrul de răspuns elastic.

Pentru primele trei moduri de vibraţie au rezultat următoarele valori ale perioadelor şi coeficienţilor de echivalenţă modali (factorilor de participare a maselor modale efective):

	Modul propriu de vibraţie			$\sum \varepsilon_{x,i}$
	1	2	3	
T (s)	0,8202	0,2735	0,1559	
$\varepsilon_{x,i}$	0,798	0,127	0,042	0,967

Distribuţia forţelor seismice pe înălţimea clădirii se poate obţine pentru fiecare din metodele utilizate astfel:

a_1) Distribuţia liniară - conform relaţiei (4.5) din [1]

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^{8} m_j z_j}, \text{ pentru } i=1,8$$

sau deoarece $W_i = m_i g$, se poate scrie:

$$F_i = F_b \frac{W_i z_i}{\sum_{j=1}^{8} W_j z_j}$$

în care:

$$\sum_{j=1}^{8} W_j z_j = 3520 \times (4{,}4 + 7{,}8 + 11{,}2 + 14{,}6 + 18{,}0 + 21{,}4 + 24{,}8) + 3546 \times 28{,}2 = 459741$$

de unde:

$$F_i = 2995 \frac{W_i z_i}{459741} = 0{,}65145 \times 10^{-3} W_i z_i$$

a$_2$) Distribuţia forţelor seismice conform formei proprii fundamentale, relaţia (4.4) din [1]

$$F_i = F_b \frac{m_i s_i}{\sum_{j=1}^{8} m_j s_j} = F_b \frac{W_i s_i}{\sum_{j=1}^{8} W_j s_j}$$

Pentru fiecare din primele trei forme proprii se prezintă în tabelul E 4.1.2 forţele seismice pentru masele rezultate ($m_k = m\varepsilon_{xk}$)

modul 1 $\quad m_1 = 2292$ t $\quad \varepsilon_{x1} = \dfrac{2292}{2872} = 0{,}798$

modul 2 $\quad m_2 = 365{,}2$ t $\quad \varepsilon_{x2} = \dfrac{365{,}2}{2872} = 0{,}127$

modul 3 $\quad m_3 = 119{,}7$ t $\quad \varepsilon_{x3} = \dfrac{119{,}7}{2872} = 0{,}0417$

$m = 2872$ t

Tabelul E 4.1.2

Metoda		Nivelul							
		1	2	3	4	5	6	7	8
a$_1$		100,9	178,9	256,8	334,8	412,7	490,7	568,6	651,4
a$_2$		73,58	156,6	252,6	349,3	437,7	514,4	578,8	631,9
a$_3$	1	69,09	147,1	237,2	328,0	411,0	483,0	543,6	593,3
	2	93,21	169,0	208,8	193,5	120,6	6,643	-119,3	-224,5
	3	-84.70	120,4	72,95	-28,44	-109,0	-101,6	-6,552	111,9

$F_{b1} = 2813$ kN

$F_{b2} = 448$ kN

$F_{b3} = 144$ kN

$$F_b = \sqrt{\sum_{k=1}^{3} F_{bk}^2} = 2851 \text{ kN}$$

Faţă de metoda simplificată utilizarea rezultatelor analizei modale produce:

- o forţă tăietoare de bază, în modul fundamental, mai mică $F_b = F_{b1} = 2813\,\text{kN} < 2995\,\text{kN}$, $\varepsilon_{x1} = 0{,}798 < \lambda = 0{,}85$;
- utilizarea compunerii primelor trei moduri de vibraţie după regula SRSS nu produce o majorare semnificativă $F_b = 2851\,\text{kN} \cong \text{F}_{\text{b1}} = 2813\,\text{kN}$.

  Prin urmare, metoda simplificată produce cea mai mare forţă de bază şi respectiv forţe seismice de nivel echivalente sporite cu circa 6%.

b. Efectul torsiunii

La fiecare nivel se va considera un moment de torsiune suplimentar:

$$M_{ei} = e_{1i} \cdot F_i$$

Efectul torsiunii provine dintr-o posibilă repartiţie neuniformă a maselor şi datorită nesincronismului undelor seismice. Acest efect se reprezintă printr-o excentricitate accidentală.

$$e_{1i} = \pm 0{,}05 L_i = \pm 0{,}05 \times 33{,}0 = 1{,}65\,\text{m}$$

$L_i = 33{,}00\,\text{m}$ (clădirea are formă pătrată în plan)

Momentul de torsiune va fi preluat de cele 4 cadre contravântuite excentric care alcătuiesc nucleul central

$$M_{1i} = 2S_i \times 11{,}0\,\text{m}$$

$$S_i = \frac{1{,}65}{22{,}0} F_i = 0{,}075 F_i$$

Aşadar fiecare cadru este încărcat egal cu o forţă suplimentară $S_i = 0{,}075 F_i$ deoarece cadrele au aceeaşi rigiditate. Prin urmare, forţele orizontale de nivel şi forţa tăietoare de bază vor trebui amplificate cu coeficientul

$$\delta = 1 + 0{,}075 = 1{,}075$$

Forţele F_i obţinute prin metoda simplificată (a_1) amplificate cu coeficientul δ sunt prezentate în figura E.4.1.7.

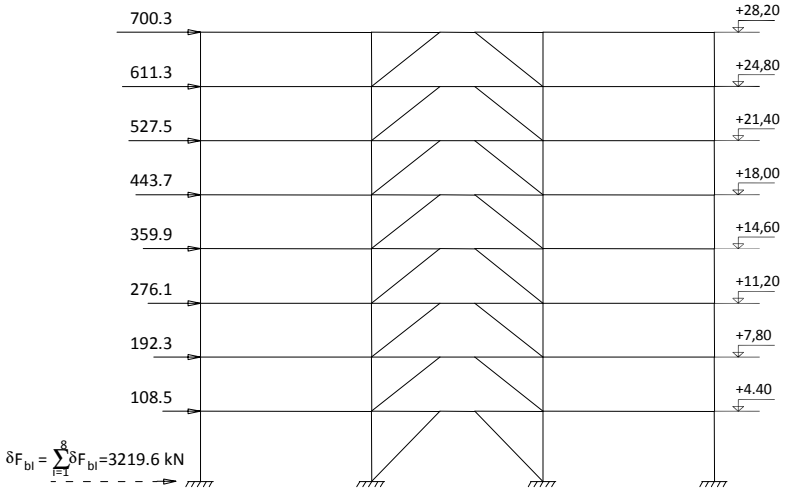


Figura E 4.1.7

c. Calculul eforturilor şi deplasărilor laterale

Pentru încărcările laterale din figura E 4.1.7 se stabilesc eforturile N, M, V, şi deplasările laterale d_s pentru cadrul curent. Deoarece structura are aceeaşi configuraţie în cele două plane principale, eforturile şi deplasările din acţiunea seismică vor fi identice pentru direcţiile de acţiune $0x$ şi $0y$. Acest aspect particular elimină necesitatea efectuării unor calcule distincte pentru cadrul transversal. Eforturile rezultate din acţiunea seismică se vor combina cu eforturile rezultate din încărcările gravitaţionale permanente conform relaţiei:

$$\sum G_{k,j} + \gamma_I A_{E,k} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Schemele de încărcări gravitaţionale pentru cadrele principale sunt prezentate în figura E 4.1.8:

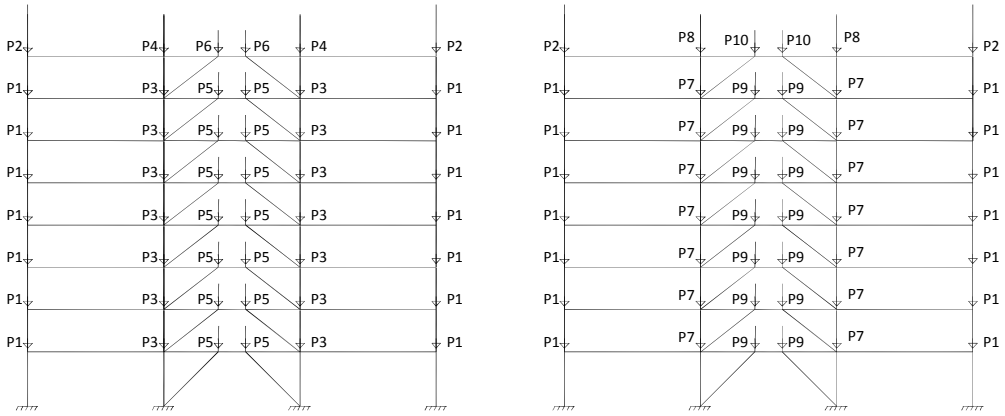


Figura E 4.1.8

Forţele axiale din încărcări gravitaţionale, pentru stâlpii plasaţi la intersecţia celor două cadre curente, vor rezulta prin adunarea forţelor axiale corespunzătoare celor două scheme de încărcare.

Valorile maxime corespunzătoare acţiunii seismice se vor combina după una din regulile din paragraful 4.5.3.6.1.

În cazul analizat, deoarece sunt satisfăcute criteriile de regularitate în plan şi pe verticală, în baza prevederilor aliniatului (6) din paragraful 4.5.3.6.1 se poate considera acţiunea separată a cutremurului pe cele două direcţii orizontale principale fără a se face combinaţiile din aliniatele (2) sau (3) din acelaşi paragraf [1].

Din motive de simetrie geometrică şi de încărcare nu este necesară realizarea combinaţiilor de semn ± pentru acţiunea seismică.

E 4.2 Structură dual din beton armat neregulată în plan şi în elevaţie.

E 4.2.1. Descrierea structurii

Se determină răspunsul la acţiunea seismică a unei clădiri pentru birouri cu subsol, parter şi cinci niveluri amplasată în Bucureşti.

Clădirea are o formă neregulată în plan, dar şi pe verticală, impusă de configuraţia terenului şi din motive arhitectonice.

Structura de rezistenţă este de tip dual fiind alcătuită dintr-un cadru longitudinal plasat în axul 1 cu stâlpi circulari având diametrul de 80 cm şi grinzi dreptunghiulare cu dimensiunea secţiunii transversale 30x60 cm, un cadru transversal în axul F şi cadre transversale în axele B÷E cu stâlpi circulari şi pereţi cu grosimea de 40 de cm. În axul A se află un perete structural din beton armat dispus transversal cu grosimea de 40 cm. S-a ţinut seama, la evaluarea forţelor seismice convenţionale, de tubul casei liftului care are pereţi de 30 de cm. Grosimea şi lăţimea pereţilor din beton armat a fost stabilită prin încercări astfel încât să se evite prezenţa torsiunii în primele două moduri de vibraţie. Înălţimea grinzilor transversale şi longitudinale se încadrează în raportul $l/10$, l fiind lungimea acestora interax. Planşeul are o grosime de 14 cm. Înălţimile de nivel sunt de 2.78 m la subsol, 4.20 m la parter, 3.65 m la etajele 1-4 şi 3.35 la ultimul nivel retras.

S-a folosit beton C 20/25 şi oţel S355 în toate elementele structurii de rezistenţă.

În figurile E 4.2.1 şi E 4.2.2 se prezintă secţiunile verticale A-A şi B-B prin clădire. Poziţia şi dimensiunile elementelor de rezistenţă sunt prezentate în planurile de cofraj ale planşeelor curente din figura E 4.2.4. Planul de cofraj pentru planşeul de la ultimul nivel este arătat în figura E 4.2.5.

E 4.2.2. Schema de calcul pentru verificarea la acţiunea seismică

Subsolul este realizat sub forma unei cutii rigide cu pereţi perimetrali având grosimea de 30 şi 40 cm şi este rezemat pe un radier general cu grinzi întoarse cu înălţimea de 1.00 m, lăţimea de 50 cm şi placa radierului de 30 cm grosime. Acceptând cutia rigidă a subsolului ca un reazem încastrat, forţa tăietoare de bază produsă de acţiunea seismică se va considera deasupra subsolului, la nivelul -0.08 m al clădirii.

Deoarece structura nu are o formă regulată în plan şi în elevaţie, efectele acţiunii seismice se vor stabili pe un model spaţial conform anexei C din normativul P100-1. Nu se va considera în calcul componenta verticală a acţiunii seismice.

Forţele seismice orizontale convenţionale se vor stabili pentru fiecare direcţie principala a clădirii în ansamblu. Aceste direcţii se obţin din prima formă proprie de vibraţie de translaţie rezultată dintr-un clacul modal (cu cel mai mic factor modal de participare la torsiune $\varepsilon_{\theta,k} \cong 0$)

E 4.2.2.1. Încărcări gravitaţionale normate

- Încărcări pe planşeul de acoperiş (terasă necirculabilă)

- încărcări permanente G_p
  - planşeu: $0{,}14 \times 25 = 3{,}50\ \text{kN/m}^2$
  - termo+hidroizolaţie: $1{,}50\ \text{kN/m}^2$

- spaţiu tehnic: $0{,}50\ \text{kN/m}^2$
- plafon fals: $0{,}15\ \text{kN/m}^2$

$G_p = 5{,}65\ \text{kN/m}^2$

- încărcări variabile Q_{ki}

– zăpadă:

$s_k = \mu_c c_e c_t s_{0,k} = 0{,}8 \times 0{,}8 \times 1{,}0 \times 2{,}0 = 1{,}28\ \text{kN/m}^2$

(conf. CR 1-1-3-2012)

– sau utilă: $q_k = 0{,}75\ \text{kN/m}^2$

(conf. SR-EN 1991-1-1, tab. NA.6.10)

- <u>Încărcări la nivelul planşeelor curente</u> (peste parter, etaj 1, 2 şi 3)

- încărcări permanente G_p
  - planşeu: $0{,}14 \times 25 = 3{,}50\ \text{kN/m}^2$
  - pardoseală: $0{,}08 \times 22 = 1{,}76\ \text{kN/m}^2$
  - spaţiu tehnic: $0{,}50\ \text{kN/m}^2$
  - plafon fals: $0{,}15\ \text{kN/m}^2$
  - pereţi interiori (rigips): $0{,}50\ \text{kN/m}^2$

  $G_p = 6{,}41\ \text{kN/m}^2$
- încărcări variabile Q_{ki}

  $q_k = 2{,}0\ \text{kN/m}^2$; corespunzător categoriei B - clădiri pentru birouri

  (conf. SR-EN 1991-1-1, tab. NA.6.1 şi NA. 6.2)

- <u>Încărcări la nivelul planşeului peste etajul 4</u>

- încărcări permanente G_p
  - planşeu: $0{,}14 \times 25 = 3{,}50\ \text{kN/m}^2$
  - spaţiu tehnic: $0{,}50\ \text{kN/m}^2$
  - termo+hidroizolaţie: $1{,}70\ \text{kN/m}^2$
  - plafon fals: $0{,}15\ \text{kN/m}^2$
  - pereţi despărţitori: $1{,}00\ \text{kN/m}^2$

  $G_p = 6{,}85\ \text{kN/m}^2$
- încărcări utile Q_{ki}

  $q_k = 2{,}0\ \text{kN/m}^2$

- <u>Încărcări permanente perimetrale din închideri</u>

a) Pereţi cortină $0{,}50\ \text{kN/m}^2$ în faţada principală şi laterală dreapta la nivelul planşeelor peste:
   - parter

$$\frac{4,20+3,65}{2}\times 0,50 = 1,97 \text{ kN/m}$$

- etajele 1, 2 şi 3

$$3,65\times 0,50 = 1,83 \text{ kN/m}$$

- etajul 4

$$\frac{3,65+3,35}{2}\times 0,50 = 1,75 \text{ kN/m}$$

b) Pereţi de cărămidă cu goluri având grosimea de 30 cm, în axele 4,5 şi 6 ($5,3 \text{ kN/m}^2$ de perete) la nivelul planşeelor peste:

- parter

$$(4,20-0,5)\times 5,3 = 19,61 \text{ kN/m}$$

- etajele 1, 2 şi 3

$$(3,65-0,5)\times 5,3 = 16,70 \text{ kN/m}$$

- etajul 4

$$(3,35-0,5)\times 5,3 = 15,11 \text{ kN/m}$$

E 4.2.2.2. Combinaţii de încărcări de calcul în cazul acţiunii seismice

Combinaţiile acţiunii seismice cu alte încărcări pentru verificări la starea limită ultimă (conform CR 0-2012) se realizează folosind relaţia:

$$\sum G_{k,j} + \gamma_{I,e} A_{Ek} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

în care se notează:

$G_{k,j} = G_p$ – încărcările permanente normate

$Q_{k,i} = Q_i$ – încărcările variabile normate

$\psi_{2,i} = 0,3$ – corespunde tabelului A1 din [CR 0-2012] pentru acţiuni variabile,

$\psi_{2,i} = 0,4$ – corespunde tabelului A1 din [CR 0-2012] pentru acţiuni din zăpadă

A_{Ek} – încărcarea de calcul a acţiunii seismice

$\gamma_{I,e} = 1,0$ – factor de importanţă a clădirii, conform [P100-1], pentru clasa III de importanţă.

Încărcări pe planşeul de acoperiş (figura E 4.2.6)

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i$$

în care: $\psi_{2,i} = 0,4$; $Q_i = s_k = 1,28 \text{ kN/m}^2$; $\sum G_p = 5,65 \text{ kN/m}^2$

$$\sum \psi_{2,i} Q_i = 0,4\times 1,28 = 0,512 \text{ kN/m}^2$$

rezultă: $\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,162 \text{ kN/m}^2$

Încărcări pe planşeul peste etajul 4 (fig. 7)

$$\sum G_p = 6,85 \text{ kN/m}^2$$

$\psi_{2,i} = 0,3$; $Q_i = q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$;

$$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6,85 + 0,3\times 2,0 = 7,45 \text{ kN/m}^2$$

- pereţi cortină: $\sum G_p = \ 1{,}75\,\text{kN/m}$
- zidărie de umplutură: $\sum G_p = 15{,}11\,\text{kN/m}$

Încărcări la nivelul planşeelor peste parter şi etajele 1, 2 şi 3 (figura E 4.2.8)

$\sum G_p = 6{,}41\,\text{kN/m}^2$

$\psi_{2,i} = 0{,}3\,;\ Q_i = q_k = 2{,}0\,\text{kN/m}^2\,;$

$\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i = 6{,}41 + 0{,}3 \times 2{,}0 = 7{,}01\,\text{kN/m}^2$

- pereţi cortină: $\sum G_p = 1{,}83\,\text{kN/m}$ ($1{,}97\,\text{kN/m}$ la planşeul peste parter)
- zidărie de umplutură: $\sum G_p = 16{,}70\,\text{kN/m}$ ($19{,}61\,\text{kN/m}$ la planşeul peste parter)

Încărcările la nivelul planşeelor servesc pentru definirea maselor de nivel

($m_k = \dfrac{\sum G_p + \sum \psi_{2,i} Q_i}{g}$; $g = 9{,}81\,\text{m/s}^2$ = acceleraţia gravitaţională)

şi a încărcărilor gravitaţionale considerate în cazul combinaţiei care conţine acţiunea seismică.

E 4.2.3. Calculul structurii la acţiunea seismică în domeniul elastic. Metoda calcului modal cu spectre de răspuns.

Clădirea analizată nu satisface condiţiile de regularitate în plan şi pe verticală datorită formei acesteia, a variaţiei pe înălţime, a lăţimii consolelor din axul 1, cât şi datorită poziţiei retrase a etajului 5 faţă de etajele curente. Ca urmare calculul la acţiunea seismică se va efectua pe un model spaţial. Modelul consideră planşeele rigide în planul lor şi neglijează aportul plăcii, prin zona activă aferentă, la definirea rigidităţii grinzilor. Masele calculate din încărcările gravitaţionale stabilite anterior din combinaţia de încărcări specifică acţiunii seismice, se consideră distribuite uniform la nivelul planşeelor clădirii. Aportul stâlpilor şi grinzilor de la fiecare nivel se va adăuga la masele şi momentele de inerţie ale acestora reduse în raport cu centrul maselor de la fiecare nivel. Masele concentrate şi coordonatele centrului maselor se pot calcula automat cu programe specializate de calcul sau manual. În modelul spaţial se vor considera în centrul maselor de nivel câte trei grade de libertate dinamică, două translaţii orizontale şi o rotire în jurul axei verticale Oz.

Analiza modală pe un model spaţial va urmării determinarea următoarelor elemente:

- poziţia centrelor maselor şi a centrelor de rigiditate la fiecare nivel;
- vectorii şi valorile proprii;
- caracterul oscilaţiilor corespunzător fiecărui mod propriu de vibraţie;
- conformarea de ansamblu pentru eliminarea oscilaţiilor de torsiune din primele două moduri proprii de vibraţie;
- coeficienţii de echivalenţă modală;
- determinarea direcţiilor principale de oscilaţie;
- calculul forţelor seismice modale;
- compunerea răspunsurilor modale obţinute prin considerarea mişcării seismice acţionând independent după fiecare direcţie principală de oscilaţie;

- compunerea răspunsurilor asociate celor două direcţii principale de oscilaţie;
- evidenţierea efectului torsiunii generale provenite din distribuţia neuniformă a maselor de nivel şi de variaţia spaţială a mişcării seismice a terenului

$$e_{1i} = \pm 0{,}05 L_i$$

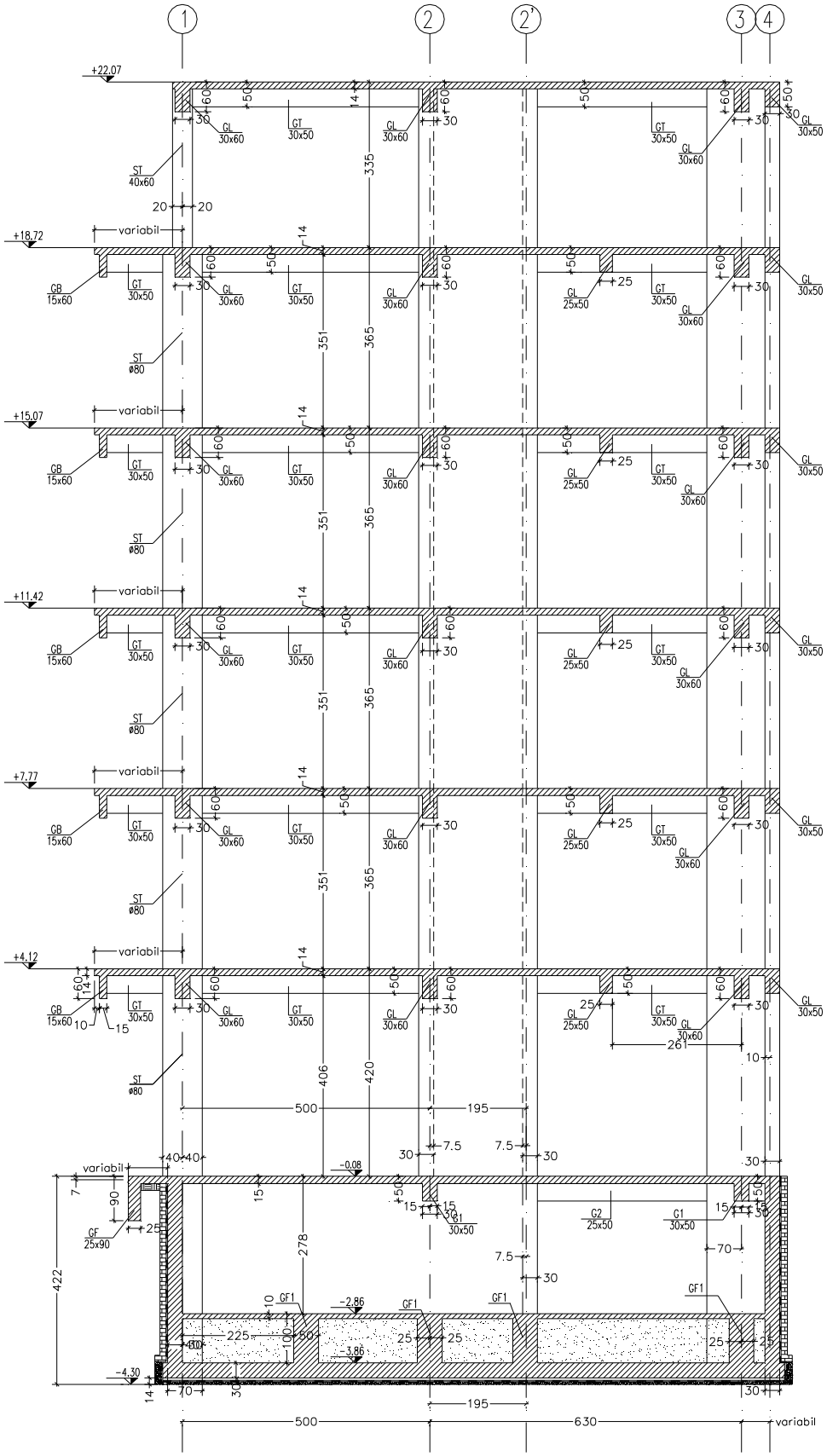


Figura E.4.2.1 Secţiunea verticală A-A

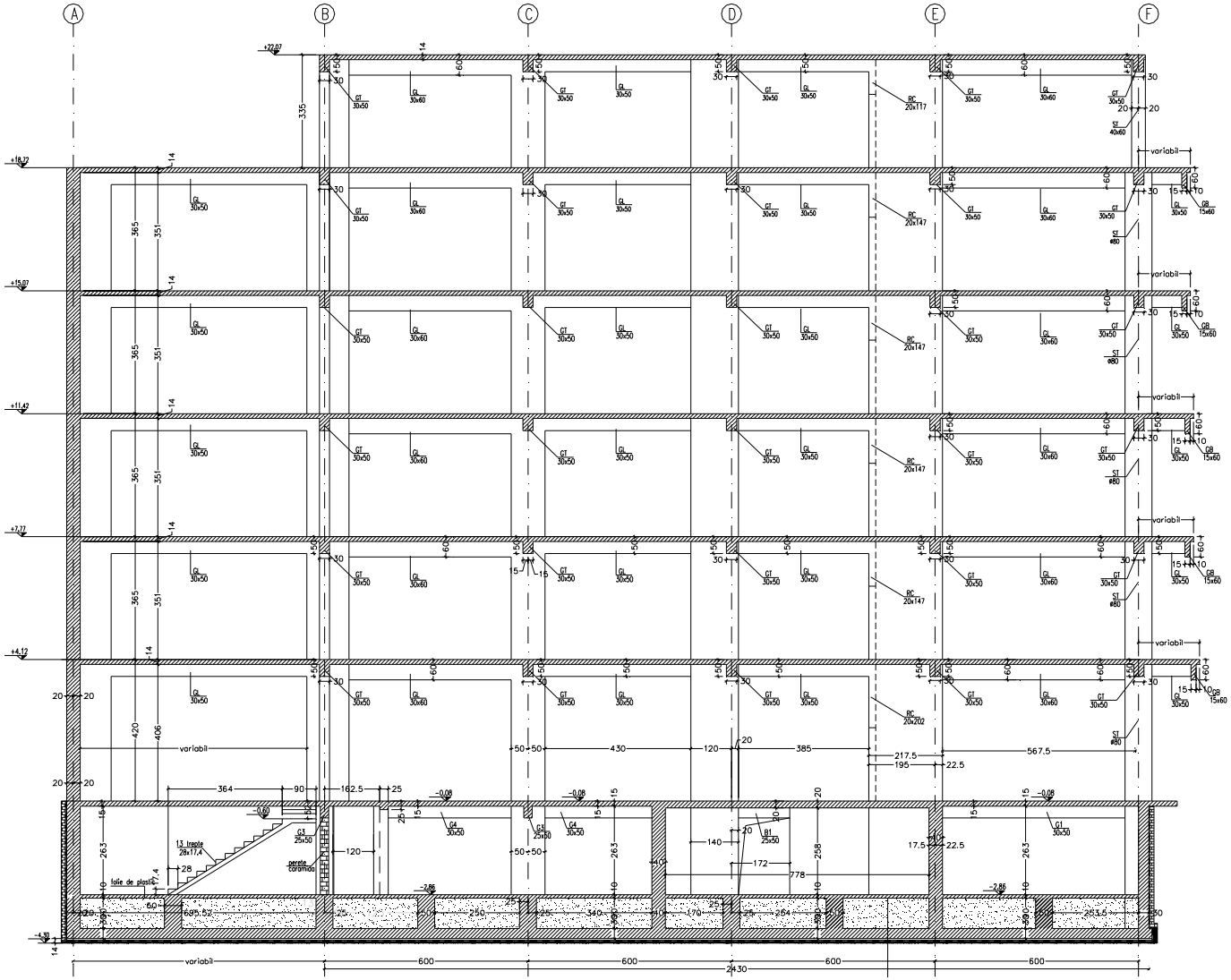


Figura E.4.2.2 Secţiunea verticală B-B

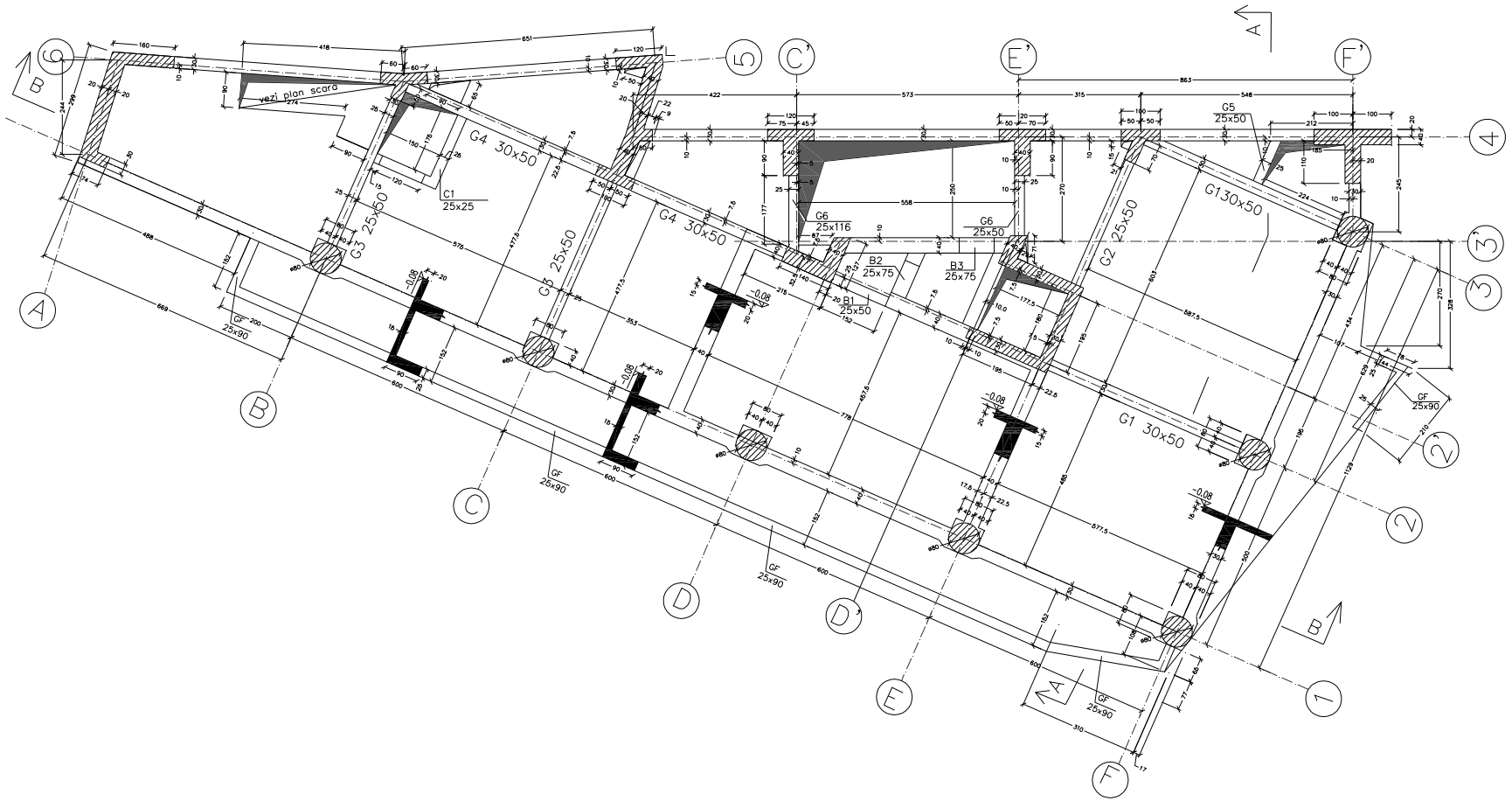


Figura E 4.2.3 Plan cofraj planşeu la cota -0,08 m

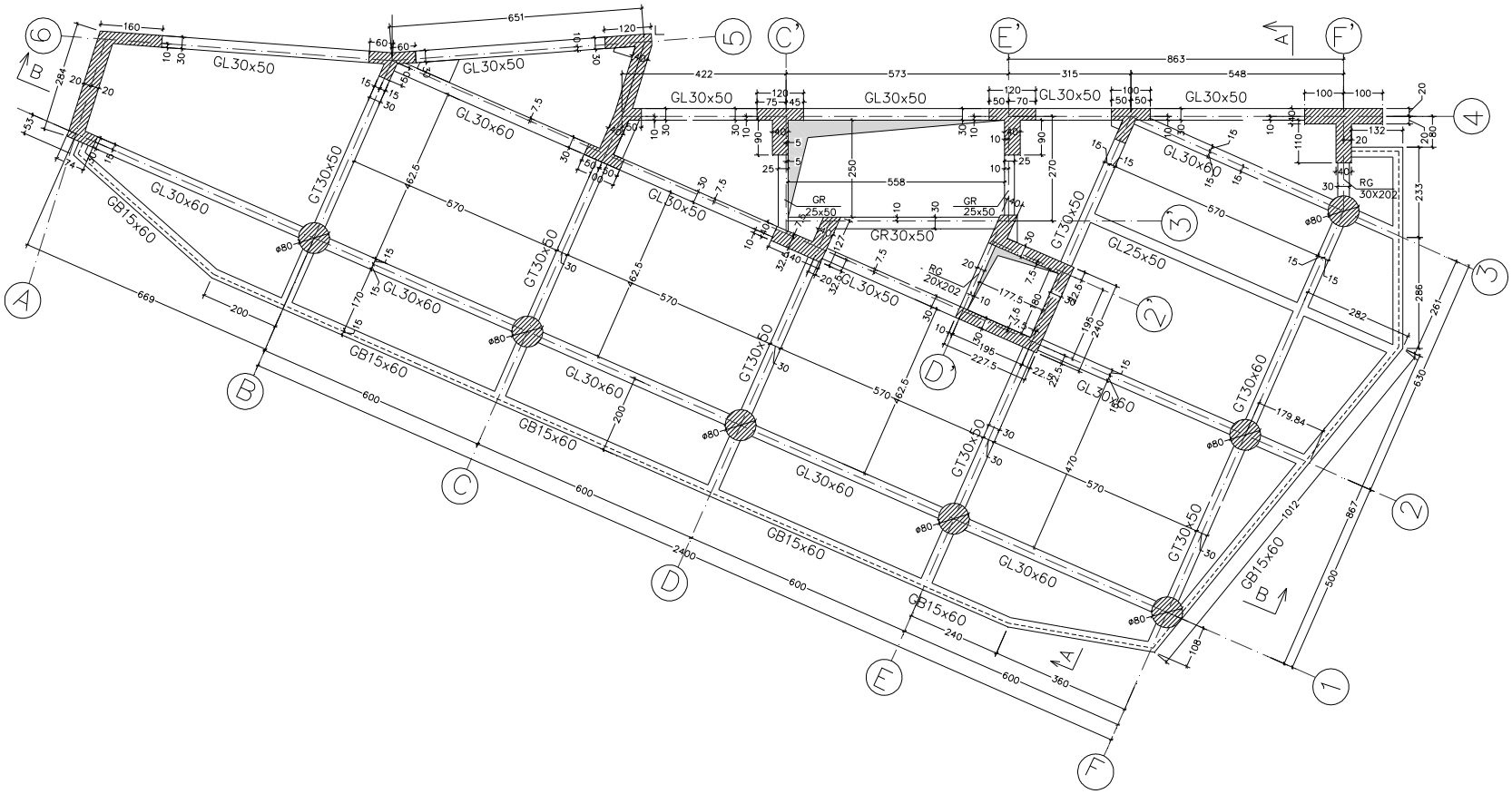


Figura E 4.2.4 Plan cofraj planşeu la cota +4,12m / +7,77m / +11,42m / +15,07m / +18,72m

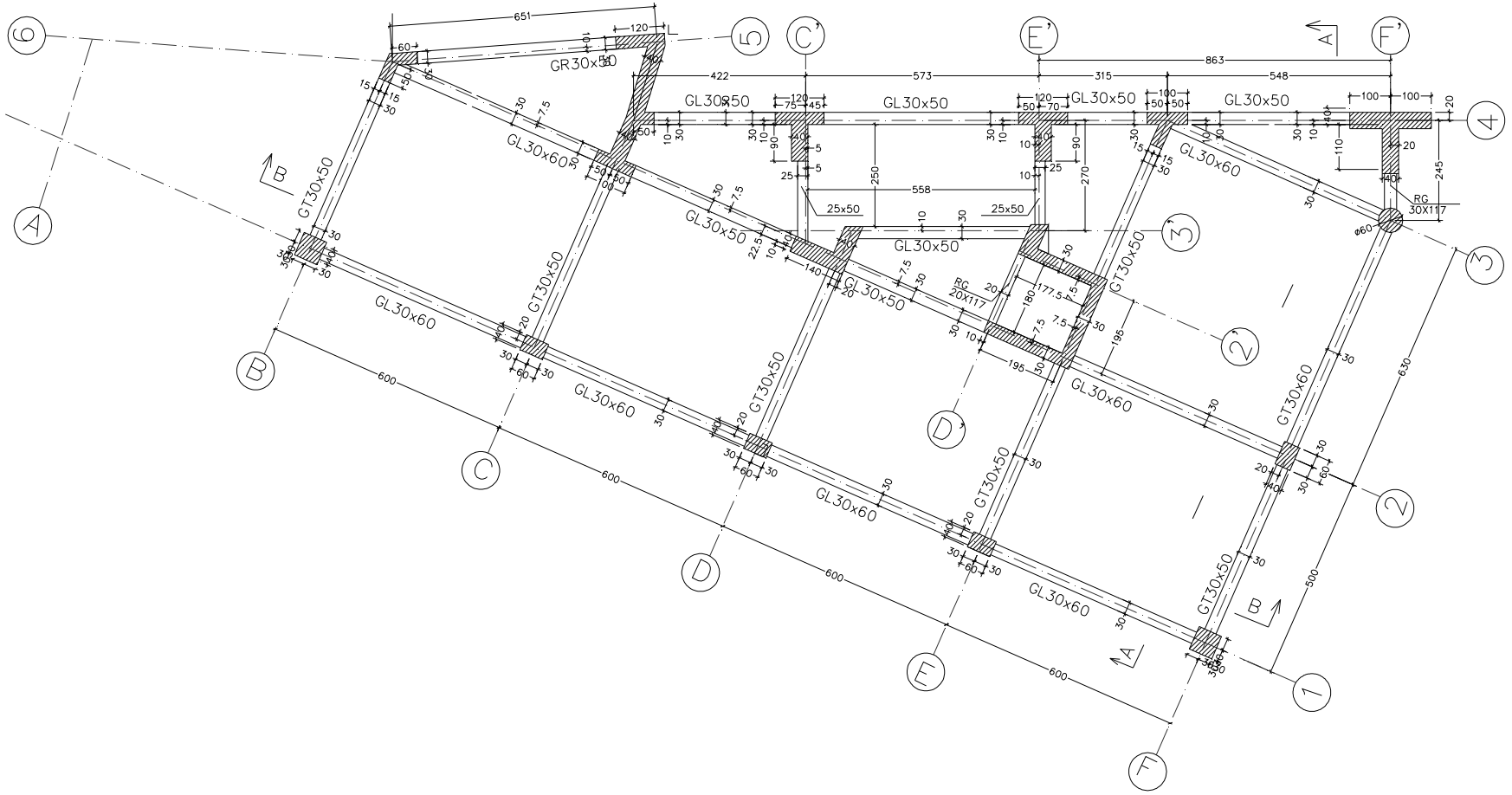


Figura E 4.2.5 Plan cofraj planşeu la cota +22,07 m

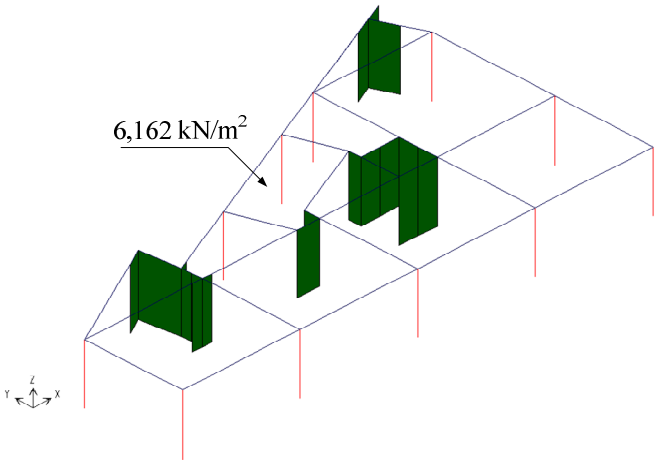


Figura E 4.2.6 Încărcări caracteristice la nivelul planşeului de acoperiş (peste et. 5)

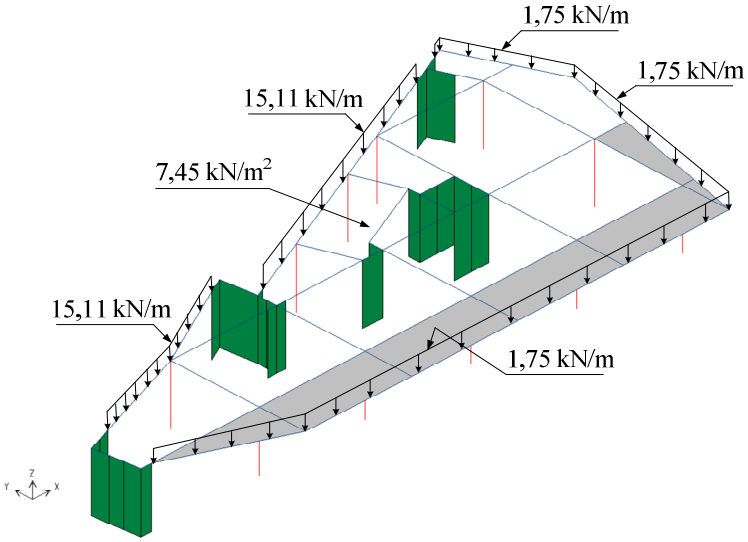


Figura E 4.2.7 Încărcări caracteristice la nivelul planşeului peste etajul 4

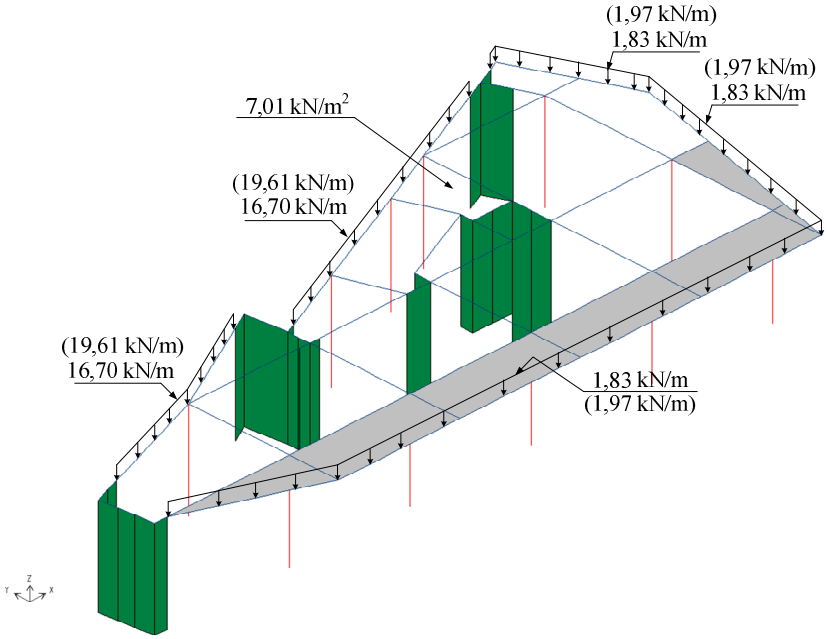


Figura E 4.2.8 Încărcări caracteristice la nivelul planşeelor peste etajele 1, 2 şi 3 şi parter (valori în paranteză)

E 4.2.3.1. Modelarea spaţială a clădirii

E 4.2.3.1.1. Elementele de rezistenţă

Structura de rezistenţă este compusă din pereţi structurali, stâlpi circulari şi în formă de T şi grinzi.

În figura E 4.2.9 se prezintă modelul spaţial în ansamblu iar în figurile E 4.2.10 şi E 4.2.11 se prezintă elementele de rezistenţă ale unui etaj curent, respectiv al ultimului nivel. Nu s-au considerat golurile din planşee pentru casa scării şi cele prevăzute pentru lift. În tabelele E 4.2.1 şi E 4.2.2 sunt prezentate dimensiunile şi caracteristicile geometrice principale pentru grinzi şi stâlpi:

Tabelul E 4.2.1

Grinzi							
Secţ.	b *(m)*	h *(m)*	A (m^2)	A_T (m^2)	I_t (m^4)	I_y (m^4)	I_z (m^4)
1	0,30	0,30	0,180	0,150	0,003708	0,005400	0,001350
2	0,30	0,50	0,150	0,125	0,002817	0,003125	0,001125
3	0,01	0,01	-	grindă fictivă			
4	0,20	0,40	0,080	0,067	0,000732	0,001067	0,000267
5	0,20	0,40	0,080	0,067	0,000732	0,001067	0,000267
6	0,30	2,10	0,525		0,017200	0,231500	0,004725
7	0,30	1,55	0,388		0,012250	0,093100	0,003488
8	0,30	1,25	0,313		0,009550	0,048830	0,002813

Tabelul E 4.2.2

Stâlpi									
Secţ.	tip	b (ϕ) *(m)*	h *(m)*	t_p *(m)*	t_i *(m)*	A (m^2)	I_t (m^4)	I_y (m^4)	I_z (m^4)
1	circular	0,800	-	-	-	0,503	0,040210	0,020110	0,02011
4	dreptunghiular	0,400	0,6	-	-	0,240	0,007512	0,007200	0,00320
5	definit	0,640	1,2	-	-	0,552	0,022430	0,057460	0,01682
6	definit	0,812	1,0	-	-	0,478	0,016700	0,030680	0,02206
7	dreptunghiular	0,300	0,6	-	-	0,180	0,003708	0,005400	0,00135
8	T	1,200	1,2	0,3	0,3	0,720	0,022920	0,091800	0,04800
9	dreptunghiular	0,600	0,4			0,240	0,007512	0,003200	0,00720
10	dreptunghiular	0,600	0,6			0,360	0,018250	0,010800	0,01080

Grinda 3 este o bară fictivă dublu articulată utilizată pe linia pereţilor structurali pentru definirea încărcărilor gravitaţionale provenită din zona aferentă a planşeelor. Pereţii structurali sunt grupaţi în cinci ansambluri notate cu W1÷W5 având dimensiunile din proiect.

Modulul de elasticitate al betonului în grinzi stâlpi şi pereţi este 300000 daN/cm^2 cu o greutate specifică de 25 kN/m^3.

E4.2.3.1.2. Mase

Distribuţia maselor din încărcările gravitaţionale şi coordonatele centrelor maselor pe nivele se prezintă în tabelul E 4.2.3. Poziţia centrelor de masă raportată la sistemul de axe în care este descrisă structura se calculează cu relaţiile:

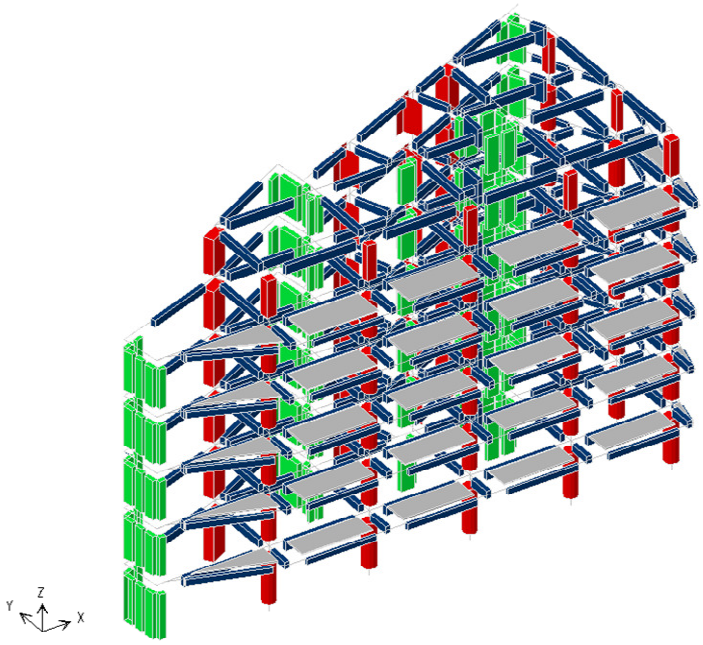
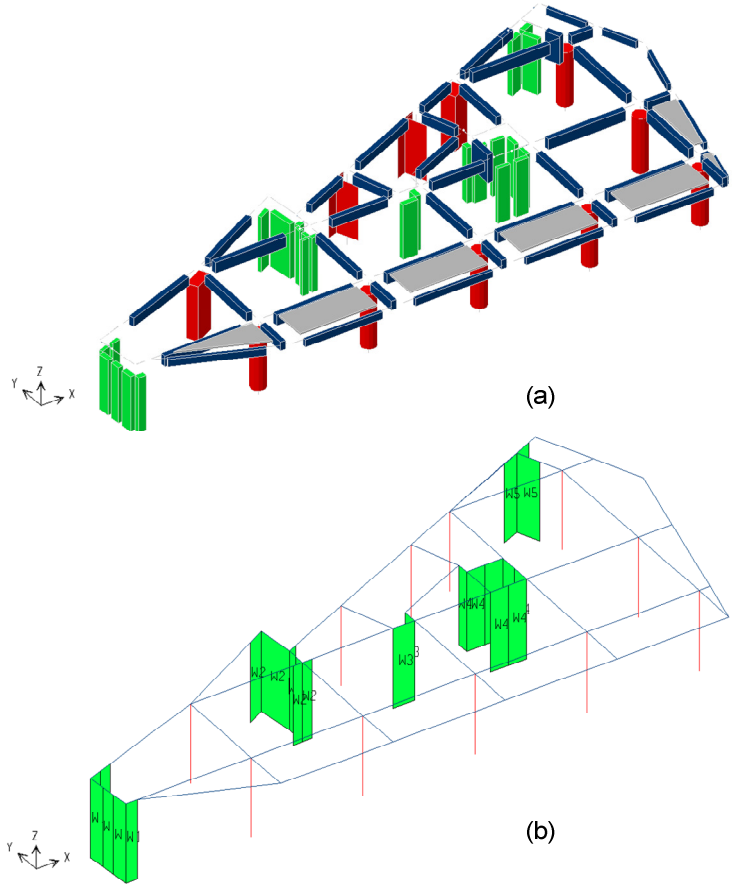
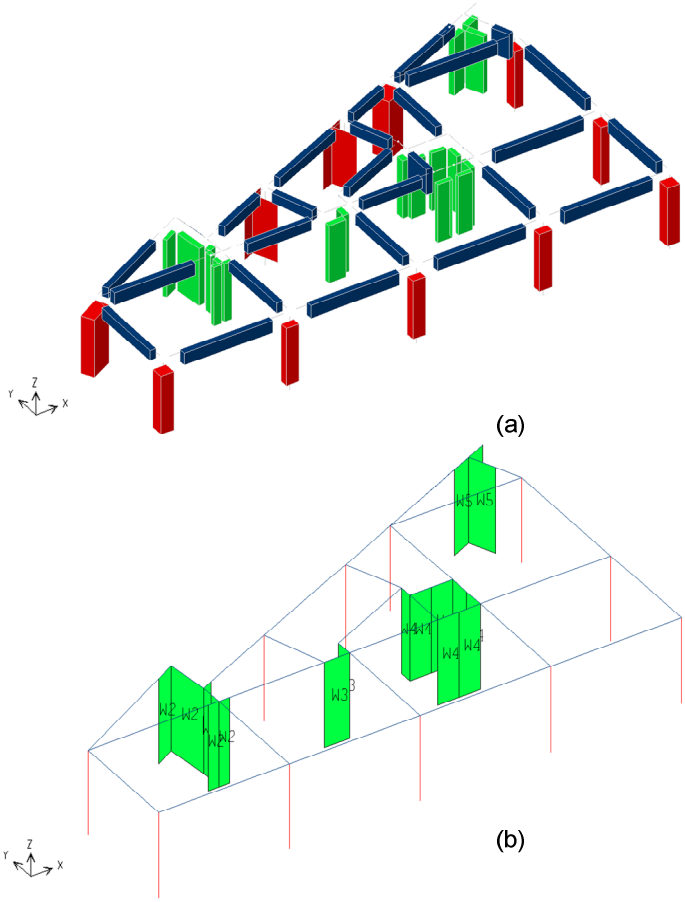


Figura E 4.2.9 Modelul spaţial cu elemente finite al clădirii P+5E



(a) Modelarea cu elemente finite ale elementelor de rezistenţă, stâlpi, pereţi, grinzi aferente unui etaj curent
(b) Dispunerea pereţilor structurali
Figura E 4.2.10



(a) Elemente finite asociate stâlpilor şi grinzilor de la ultimul nivel
(b) Dispunerea pereţilor structurali la etajul 5

Figura E 4.2.11

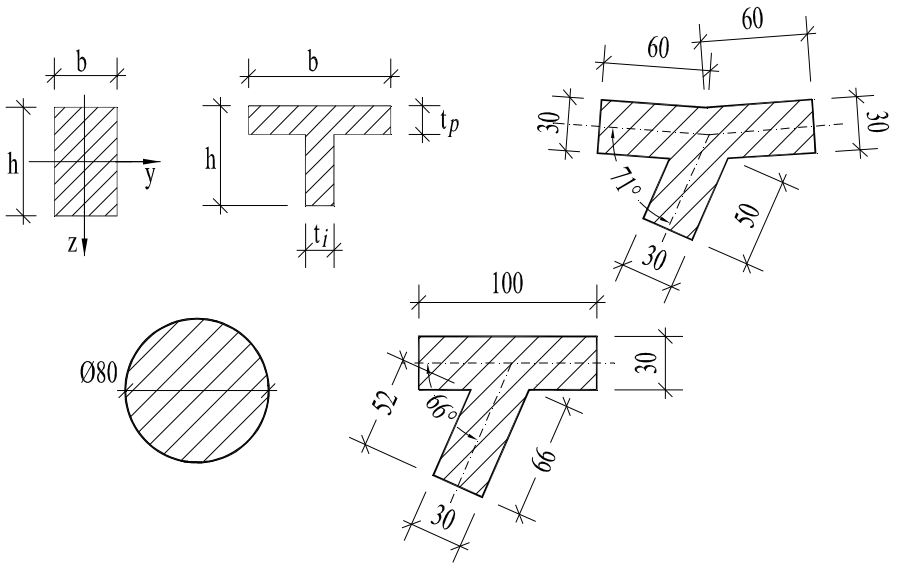


Figura E 4.2.12 Geometria stâlpilor

$$x_M = \frac{\sum_{j=1}^{n} m_{i,j} x_{i,j}}{\sum_{j=1}^{n} m_{i,j}} \qquad y_M = \frac{\sum_{j=1}^{n} m_{i,j} y_{i,j}}{\sum_{j=1}^{n} m_{i,j}} \quad i = 1,6$$

Tabelul E 4.2.3

Planşeu peste nivelul	Masa de translaţie $m_x=m_y$ *(t)*	Moment de inerţie al masei *(tm)*	Centrele maselor	
			x (m)	*y (m)*
5 (acoperiş)	153,343	11990	18,712	4,566
4	306,040	28500	18,925	4,044
3	291,374	27160	18,882	4,213
2	288,313	26810	18,897	4,285
1	285,258	26470	18,912	4,355
Parter	290,449	26980	18,852	4,512

Tabelul E 4.2.4 conţine masele pe nivele provenite de la stâlpi, grinzi şi pereţi.

Tabelul E 4.2.4

Planşeu peste nivelul	Stâlpi *(t)*	Grinzi *(t)*	Pereţi *(t)*
5	18,382	47,994	25,056
4	45,703	67,914	60,159
3	54,643	69,047	70,205
2	54,643	68,710	70,205
1	54,643	68,374	70,205
Parter	58,760	69,309	75,495
Cota ±0,00	31,438	-	40,392
TOTAL	318,0	391,0	412,0

Pentru fiecare nivel rezultă următoarele mase şi poziţii ale centrelor maselor:

Tabelul E 4.2.5

Planşeu peste nivelul	Masa de translaţie $m_x=m_z$ *(t)*	Moment de inerţie al masei *(tm)*	Centrele maselor	
			x (m)	*y (m)*
5	244,777	18950	19,37	5,11
4	479,821	46280	19,04	4,51
3	485,273	48940	18,79	4,57
2	481,874	48520	18,80	4,62
1	478,484	48100	18,80	4,67
Parter	494,016	49710	18,77	4,80
TOTAL	2664,245	260500		

Rezultantele forţelor gravitaţionale provenite din greutatea proprie a elementelor, alte încărcări permanente şi variabile se prezintă în tabelul E 4.2.6.

Tabelul E 4.2.6

Planşeu peste nivelul	Stâlpi *(kN)*	Grinzi *(kN)*	Pereţi *(kN)*	Permanente + utilă *(kN)*	Total pe nivel *(kN)*
5	183,817	479,935	250,565	1505,06	2419,34
4	457,03	679,143	601,591	3003,78	4741,55
3	546,426	690,473	702,054	2859,84	4798,79
2	546,426	687,105	702,054	2829,79	4765,38
1	546,426	683,738	702,054	2799,81	4732,03
Parter	587,595	693,087	754,948	2850,76	4886,39
TOTAL *(kN)*	2867,72	3913,48	3713,27	15849,04	26343,50

E4.2.3.2 Vectori şi valori proprii

Ipoteza planşeului infinit rigid în planul său implică trei grade de libertate dinamică (GLD) pe nivel – două translaţii în planului planşeului şi o rotire în jurul axei normale pe planşeu. Gradele de libertate dinamică de nivel sunt raportate în centrul maselor (CM).

Valorile şi vectorii proprii asociaţi clădirii analizate se obţin prin rezolvarea sistemului de ecuaţii algebrice liniare şi omogene:

$$\left(K-\omega_k^2 M\right)\phi_k = 0;\ k = 1,\ 2\ \ldots\ n \quad n = 6\times 3 = 18\ GLD$$

Condiţia de compatibilitate pentru sistemul de ecuaţii conduce la ecuaţia algebrică:

$$\left|K-\omega_k^2 M\right| = 0$$

Care are ca soluţii valorile proprii ω^2

$$\omega_1 < \omega_2 < \ldots < \omega_k < \ldots < \omega_n$$

Perioadele proprii de vibraţie se obţin din pulsaţiile proprii cu relaţia

$$T_k = \frac{2\pi}{\omega_k};\ k = 1, 2 \ldots \mathrm{n};\ T_1 > T_2 > \ldots > T_k > \ldots > T_n$$

În tabelul E 4.2.7 se prezintă primele 10 perioade proprii calculate pentru cazul elementelor din beton armat nefisurate $E_b^* I_b^* = E_b I_b$, considerând că elementele nestructurale, pereţii de compartimentare, contribuie la rigiditatea de ansamblu a structurii.

Tabelul E 4.2.7

Modul de vibraţie	Perioada proprie *(sec)*	Coeficienţi de echivalenţă modali (factori de participare a maselor modale efective)					
		$\varepsilon_{x,k}$	$\sum\varepsilon_{x,k}$	$\varepsilon_{y,k}$	$\sum\varepsilon_{y,k}$	$\varepsilon_{\theta,k}$	$\sum\varepsilon_{\theta,k}$
1	0,598	0,5638		0,1343		0,0982	
2	0,554	0,1408		0,6213		0,0020	
3	0,463	0,0935		0,0079		0,6619	
4	0,173	0,1054	0,903	0,0124		0,0160	
5	0,148	0,0192		0,1489	0,925	0,0024	
6	0,126	0,0099		0,0084		0,1586	0,939
7	0,088	0,0362		0,0024		0,0060	
8	0,073	0,0024		0,0416		0,0001	
9	0,066	0,0069		0,0006		0,0310	
10	0,057	0,0102		0,0002		0,0051	

Conform paragrafului 4.5.3.3.1 aliniatul (7) şi (8) pentru evaluarea răspunsului seismic total sunt suficiente primele 6 moduri proprii de vibraţie pentru care masele modale efective sunt cel puţin 5% din masa totală ($\varepsilon > 0{,}05$) şi suma lor reprezintă cel puţin 90% din masa totală a structurii ($\sum\varepsilon_k \geq 0{,}9$).

Se observă că primele două moduri de vibraţie reprezintă preponderent oscilaţii de translaţie după direcţiile înclinate faţă de axa generală *0x* şi *0y* (fig. E 4.2.13, E 4.2.14). Forma a treia de vibraţie este o oscilaţie generală de răsucire (fig. E 4.2.15).

Componentele vectorilor proprii corespunzători primelor cinci moduri de oscilaţie sunt indicaţi în tabelul E 4.2.8

Tabelul E 4.2.8

Nivel	Direcţie	Modul 1	Modul 2	Modul 3	Modul 4	Modul 5
5	*x*	2.4431E-02	-1.3039E-02	1.1453E-02	2.7964E-02	1.1061E-02
	y	1.3066E-02	2.9073E-02	2.7100E-03	9.4978E-03	-2.8654E-02
	rot *z*	1.1193E-03	-2.4115E-04	-3.1277E-03	1.0585E-03	-1.5950E-04
4	*x*	2.2649E-02	-1.1519E-02	8.7048E-03	1.2978E-02	4.3364E-03
	y	1.1230E-02	2.4855E-02	2.9437E-03	4.2055E-03	-1.1037E-02
	rot *z*	9.8885E-04	-1.7295E-04	-2.6581E-03	4.6902E-04	-2.1670E-04
3	*x*	1.8847E-02	-9.3222E-03	7.4325E-03	-6.2201E-03	-2.8051E-03
	y	9.0038E-03	1.9541E-02	2.5466E-03	-2.1741E-03	8.2500E-03
	rot *z*	8.0349E-04	-1.1176E-04	-2.0795E-03	-1.9984E-04	2.5532E-05
2	*x*	1.4066E-02	-6.7971E-03	5.6565E-03	-2.0138E-02	-7.8638E-03
	y	6.6201E-03	1.3780E-02	1.5819E-03	-6.8239E-03	2.1462E-02
	rot *z*	5.8770E-04	-6.3075E-05	-1.4655E-03	-6.9613E-04	2.5542E-04
1	*x*	8.7432E-03	-4.1591E-03	3.5700E-03	-2.2349E-02	-8.7065E-03
	y	4.0599E-03	8.1446E-03	7.8645E-04	-7.5455E-03	2.3202E-02
	rot *z*	3.6234E-04	-2.7509E-05	-8.7260E-04	-7.9708E-04	3.1261E-04
Parter	*x*	3.6507E-03	-1.7409E-03	1.5366E-03	-1.2980E-02	-5.3066E-03
	y	1.6734E-03	3.2836E-03	2.6174E-04	-4.3353E-03	1.3720E-02
	rot *z*	1.5555E-04	-7.2163E-06	-3.6474E-04	-4.9313E-04	1.8538E-04

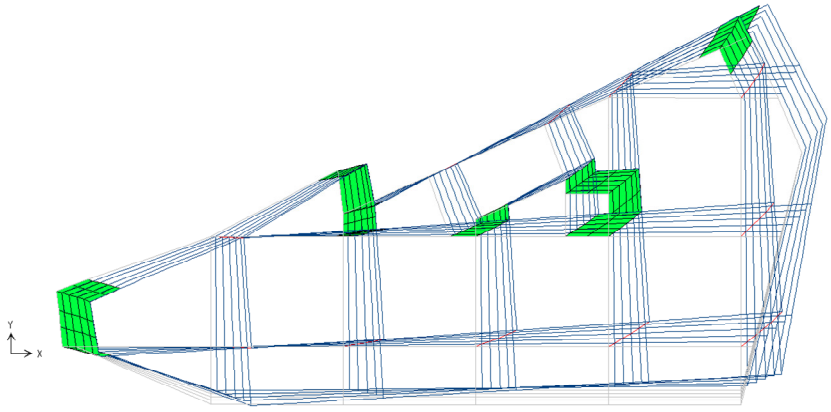


Figura E 4.2.13 Modul 1 de vibraţie $\varepsilon_{x,1} = 0.564$, $\varepsilon_{y,1} = 0.1343$, $\varepsilon_{\theta,1} = 0.0982$, $T_1 = 0.5982\,\text{sec}$

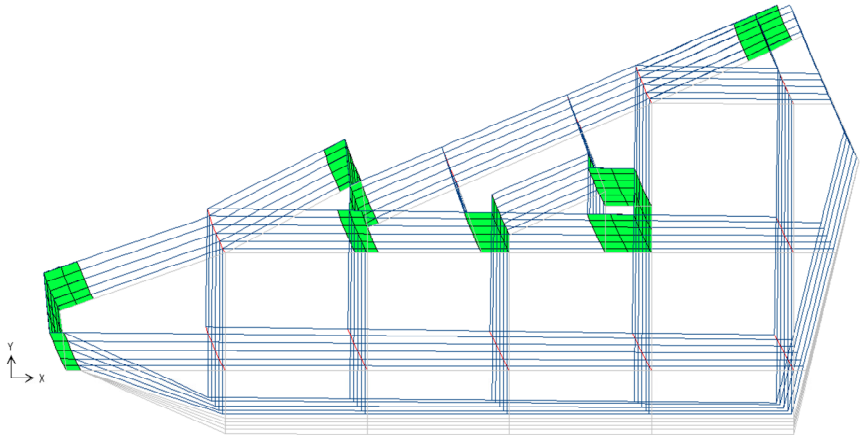


Figura E 4.2.14 Modul 2 de vibraţie $\varepsilon_{x,2} = 0.141$, $\varepsilon_{y,2} = 0.621$, $\varepsilon_{\theta,2} = 0.002$, $T_2 = 0.55413\,\text{sec}$

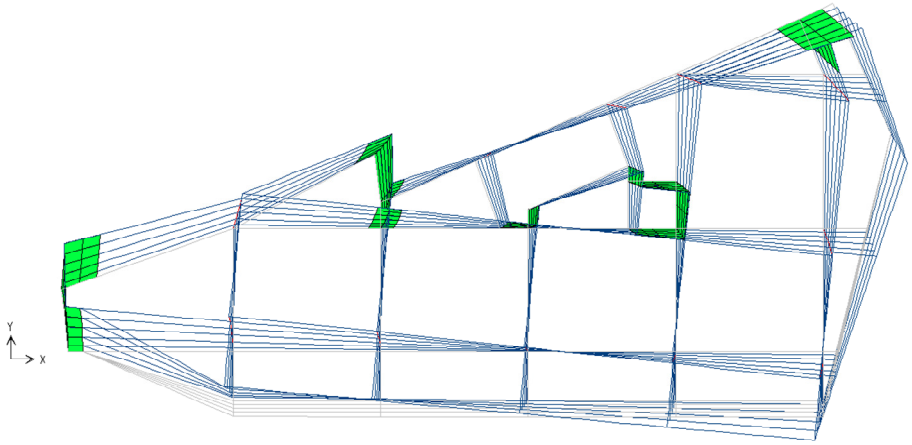


Figura E 4.2.15 Modul 3 de vibraţie $\varepsilon_{x,3} = 0.093$, $\varepsilon_{y,3} = 0.008$, $\varepsilon_{\theta,3} = 0.662$, $T_3 = 0.46347\,\text{sec}$

Cunoscând masele de nivel (tabelul E 4.2.6) şi vectorii proprii de vibraţie (tabelul E 4.2.8) se pot calcula factorii modali de participare $p_{x,k}$, $p_{y,k}$ şi $p_{\theta,k}$ conform relaţiilor (C4), masa modală generalizată M_k cu relaţia (C3), respectiv masele modale efective $m^*_{x,k}$, $m^*_{y,k}$ şi $J^*_{\theta,k}$ cu relaţiile (C5).

De exemplu, în modul 1 de vibraţie se obţine:

- Masa generalizată modală

$$M_1 = \sum_1^6 \left[mi\left(s^2_{i\ x,1} + s^2_{i\ y,k}\right) + J_i s^2_{i\ \theta,k} \right] = 1{,}0$$

(în cazul vectorilor proprii ortonormaţi)

$M_k = 1;\ k = 1,n$

- Factorii de participare modali exprimă *"participarea cantitativă a acceleraţiei care se manifestă la baza structurii* $\ddot{u}_0(t)$ *în fiecare ecuaţie modală"* şi ca urmare $p_{x,k}\ddot{u}_0(t)$ are semnificaţia de forţă de inerţie modală.

$$p_{x,1} = \sum_{i=1}^{N=6} m_i s_{i\,x,1} = 38{,}75853$$

$$p_{y,1} = \sum_{i=1}^{N=6} m_i s_{i\,y,1} = 18{,}91525$$

$$p_{\theta,1} = \sum_{i=1}^{N=6} J_i s_{i\,\theta,1} = 159{,}96697$$

- Masele modale efective $m^*_{x,1}$, $m^*_{y,1}$ şi $J^*_{\theta,1}$ servesc la calcularea forţei tăietoare de bază modale maxime. Pentru primul mod de vibraţie rezultă:

$$m^*_{x,1} = \frac{(p_{x,1})^2}{M_1} = \frac{(38{,}75853)^2}{1{,}0} = 1502{,}22$$

$$m^*_{y,1} = \frac{(p_{y,1})^2}{M_1} = \frac{(18{,}91525)^2}{1{,}0} = 357{,}787$$

$$J^*_{\theta,1} = \frac{(p_{\theta,1})^2}{M_1} = \frac{(159.96697)^2}{1{,}0} = 25590$$

şi ca urmare cu masa totală $m = 2664{,}245\ tone$ şi momentul de inerţie al masei $J = 260500\ tm$ se obţin coeficienţii de echivalenţă modali:

$$\varepsilon_{x,1} = \frac{m^*_{x,1}}{m} = \frac{1502{,}22}{2664{,}245} = 0{,}5640$$

$$\varepsilon_{y,1} = \frac{m^*_{y,1}}{m} = \frac{357{,}787}{2664{,}245} = 0{,}1343$$

$$\varepsilon_{\theta,1} = \frac{m^*_{\theta,1}}{J} = \frac{25590}{260500} = \quad 0{,}0982$$

Masele echivalente modale m^* sunt asociate unor sisteme cu un GLD echivalente sistemului real cu 18 GLD (12 translaţii în direcţiile *x* şi *y* şi 6 rotaţii în jurul axei *0z* care trec prin CM)

Factorii de participare a maselor modale efective (coeficienţi de echivalenţă modali) $\varepsilon_{x,k}$, $\varepsilon_{y,k}$ şi $\varepsilon_{\theta,k}$, s-au calculat conform relaţiilor (C6). Coeficienţii de echivalenţă modali exprimă sintetic contribuţia modurilor de vibraţie în evaluarea răspunsului seismic total. Cu alte cuvinte aceşti coeficienţi exprimă procentual distribuţia forţei de inerţie rezultantă pe direcţiile generale de oscilaţie într-un mod propriu de vibraţie *k*. De asemenea pe baza acestor coeficienţi se poate aprecia conformarea generală a unei clădiri, în vederea estimării răspunsului acesteia la acţiunea seismică.

Valorile reduse ale coeficientului de echivalenţă asociat oscilaţiilor de torsiune $\varepsilon_{\theta,k}$ în primele două moduri proprii de vibraţie dar şi mărimea coeficienţilor de echivalenţă asociaţi oscilaţiilor de translaţie din primele două moduri proprii

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{x,1} + \varepsilon_{y,1} = 0{,}5638 + 0{,}1343 = 0{,}6981 \cong 0{,}7$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_{x,2} + \varepsilon_{y,2} = 0{,}1408 + 0{,}6213 = 0{,}7621 > 0{,}7$$

se încadrează în recomandarea conţinută în paragraful C 1 aliniat (4).

Prin urmare metoda de calcul spaţial cu utilizarea spectrului de răspuns de proiectare în evaluarea răspunsului modal maxim este potrivită pentru determinarea deplasărilor şi eforturilor în cazul clădirii prezentate.

E4.2.3.3. Calculul forţelor tăietoare de bază maxime modale

Forţele tăietoare de bază modale maxime se calculează cu relaţiile (C8). Spectrul de proiectare se obţine din relaţia (3.18) cap 3.2 în care:

$T_1 > T_B = 0{,}2T_C = 0{,}32\,\text{sec}$, pentru zona oraşului Bucureşti;

$$S_d(T) = a_g \frac{\beta(T)}{q} \geq 0.2a_g;$$

unde $a_g = 0{,}3g = 2{,}9445\ \text{m/s}^2$ este valoarea de vârf a acceleraţiei orizontale a terenului determinată pentru un interval mediu de recurenţă de referinţă de 225 ani şi corespunde pentru verificări la starea limită ultimă de rezistenţă.

Pentru $T_B < T < T_C$, $\beta(T) = \beta_0 = 2{,}5$ este factorul de amplificare dinamică maximă a acceleraţiei terenului ca urmare a mişcării de oscilaţie a structurii. Dacă elementele nestructurale nu conlucrează cu structura, modulul de rigiditate al elementelor din beton armat trebuie redus cu 50%, $E_b^* I_b^* = 0{,}5E_b I_b$, pentru a ţine seama de efectele fisurării betonului. În cazul structurii analizate perioadele proprii ale structurii nefisurate se vor multiplica cu $\sqrt{2}$. Perioada modului fundamental devine:

$$T_1^* = \sqrt{2} * 0{,}5982 = 0.846\ s < T_c = 1{,}6\ s$$

Se observă că factorul de amplificare dinamică β_0 nu se modifică.

$q = 5\alpha_u / \alpha_1$ pentru o structură dual având clasa *DCH* de ductilitate (conform tabelului 5.1). Această valoare este valabilă ***numai dacă se va asigura*** prin proiectarea structurii de beton armat o capacitate corespunzătoare clasei *DCH* de disipare a energiei induse de mişcarea seismică prin deformaţii plastice.

Factorul de suprarezistenţă α_u / α_1 se consideră 1,35 ca pentru o clădire cu cadre preponderente, cu mai multe niveluri şi deschideri.

Factorul de comportare q se va reduce cu 20% conform paragrafului 4.4.3.1 aliniatul (5) ca urmare a neregularităţilor pe verticală ale clădirii

$$q = 5 \times 1{,}35 \times 0{,}8 = 5{,}4$$

Pentru primele 4 forme proprii de vibraţie spectrul de proiectare inelastic va avea aceeaşi valoare

$$S_d(T_k) = a_g \frac{\beta_0}{q} = 2{,}9445 \frac{2{,}5}{5{,}4} = 1{,}363$$

$$T_5 = 0{,}148 \text{ sec} \le T_k \le T_1 = 0{,}5982 \text{ sec}\,;\ k = 1{,}4$$

Componentele forţelor tăietoare de bază modale maxime se regăsesc în tabelul E 4.2.9

Tabelul E 4.2. 9

Modul	Seism în direcţia *0x* $S_{dx} = S_d$		Seism în direcţia *0y* $S_{dy} = S_d$	
	$F_{x,k}$ *(kN)*	$F_{y,k}$ *(kN)*	$F_{x,k}$ *(kN)*	$F_{y,k}$ *(kN)*
1	2047	999	999	488
2	511	-1074	-1074	2255
3	340	99	99	28
4	383	132	132	46
5	67	-185	-185	517
6	32	28	28	26
SRSS	2174	1488	1488	2368
CQC	2520	907	907	2658

De exemplu în cazul unei mişcări de translaţie a bazei într-o direcţie paralelă cu axa *0x* din figura E 4.2.16 suma forţelor statice echivalente de nivel corespunzătoare modului 1 de oscilaţie se calculează cu relaţia (C8), în care:

$$S_{dx}(T_k) = \gamma_{I,e} S_d(T) = 1{,}363$$

În care $\gamma_{I,e} = 1{,}0$ este factorul de importanţă pentru o clădire având clasa de importanţă III (conform tabelului 4.2).

Se obţine

$$F_{x,1} = S_{dx}(T_k)\, m^*_{x,1} = 1{,}363 \times 1502{,}22 = 2048 \text{ kN}$$

$$F_{y,1} = \frac{p_{y,1}}{p_{x,1}} F_{x,1} = \frac{18{,}915}{38{,}7585} 2048 = 999 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,1} = \frac{p_{\theta,1}}{p_{x,1}} F_{x,1} = \frac{159{,}967}{38{,}7585} 2048 = 8452 \text{ kNm}$$

sau în modul doi de vibraţie:

$$F_{x,2} = 1{,}363 \times (0{,}1408 \times 2664{,}245) = 511 \text{ kN}$$

$$F_{y,2} = \frac{40{,}684}{-19{,}368} 511 = -1074 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,2} = \frac{22{,}784}{-19{,}368} 511 = -601 \text{ kNm}$$

În cazul unei mişcări de translaţie a terenului în direcţia *0y* folosind relaţiile (C10) se obţin componente ale forţei tăietoare maxime modale. Astfel în modul 1 de vibraţie rezultă:

$$F_{y,1} = S_{dy}(T_1)\, m^*_{y,1} = 1{,}363 \times 357{,}787 = 488 \text{ kN}$$

$$F_{x,1} = \frac{p_{x,1}}{p_{y,1}} F_{y,1} = \frac{38{,}7585}{18{,}915} 488 = 999 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,1} = \frac{p_{\theta,1}}{p_{y,1}} F_{y,1} = \frac{159{,}967}{18{,}915} 488 = 4125 \text{ kNm}$$

şi în modul doi de vibraţie

$$F_{y,2} = 1{,}363 \times (40{,}684)^2 = 2256 \text{ kN}$$

$$F_{x,2} = \frac{-19{,}368}{40{,}684} 2256 = -1074 \text{ kN}$$

$$M_{\theta,2} = \frac{-22{,}784}{40{,}684} 2256 = -1263 \text{ kNm}$$

Tabelul E 4.2.10

Regula de combinare CQC						
Nivel	Seism în direcţia *0x* $S_{dx} = S_d$			Seism în direcţia *0y* $S_{dy} = S_d$		
	$F_{x,i}$ *(kN)*	$F_{y,i}$ *(kN)*	$M_{\theta,i}$ *(kNm)*	$F_{x,i}$ *(kN)*	$F_{y,i}$ *(kN)*	$M_{\theta,i}$ *(kNm)*
ET5	428	169	1764	163	495	690
ET4	712	264	3472	259	774	1285
ET3	598	211	2917	214	624	1068
ET2	498	180	2261	184	516	1003
ET1	386	142	1655	149	405	880
PARTER	236	82	1026	86	251	537
Regula de combinare SRSS						
ET5	375	268	1853	253	449	820
ET4	618	432	3661	423	692	1552
ET3	519	347	3085	350	558	1271
ET2	440	274	2403	283	468	1133
ET1	349	200	1761	210	376	968
PARTER	212	108	1141	116	235	593

Distribuţia forţelor tăietoare de bază modale maxime pe direcţiile gradelor de libertate dinamică la fiecare nivel în centrul maselor se realizează pe baza relaţiilor (C9). În tabelul E 4.2.10 se prezintă forţele seismice convenţionale de nivel folosind regula SRSS, respectiv CQC de suprapunere modală.

E4.2.3.4. Determinarea direcţiilor principale pentru acţiunea seismică

Factorii de participare ai maselor modale efective în modurile 1 şi 2, în care oscilaţiile predominante sunt de translaţie, au valori nenule după direcţiile axelor de coordonate *0x* şi *0y* ($\varepsilon_{x,1} \neq 0$ şi $\varepsilon_{y,1} \neq 0$). Prin urmare direcţiile *0x* şi *0y* nu sunt direcţii principale asociate unor oscilaţii pure de translaţie în plane paralele cu planul orizontal al terenului. Orientarea direcţiilor principale pentru definirea acţiunii seismice în vederea obţinerii răspunsului maxim se stabileşte astfel încât factorii modali de participare să fie nenuli numai pentru o singură direcţie. Această situaţie se întâlneşte numai în cazul în care direcţiile principale coincid cu axele globale în care se descrie structura. Ca urmare o simplă examinare vizuală a acestor factori nu va

furniza un răspuns direct al poziţiei direcţiilor principale. O condiţie de identificare a direcţiilor principale folosind răspunsurile modale este ca valorile coeficientului de echivalenţă modală ε_θ sau factorii de participare modali p_θ să fie nuli.

În cazul studiat numai modul doi de vibraţie îndeplineşte aceste condiţii $\varepsilon_\theta = 0{,}002 \cong 0$. În consecinţă orientarea uneia din direcţiile principale va fi furnizată de unghiul dintre o componentă $F_{x,k}$ sau $F_{y,k}$ a forţei tăietoare de bază asociată modului 2 de oscilaţie şi rezultanta acestora $F_{b,k} = \sqrt{(F_{x,k})^2 + (F_{y,k})^2}$.

$$\alpha = \arcsin\frac{F_{y,k}}{F_{b,k}} = arctg\frac{p_{y,k}}{p_{x,k}} = \arcsin\left(-\frac{1074}{\sqrt{1074^2 + 511^2}}\right) = -64{,}54^\circ =$$

$$= arctg\left(\frac{40{,}684}{-19{,}368}\right) = -64{,}54^\circ \qquad \text{în care } k=2.$$

Pentru primul mod propriu de vibraţie se poate considera $\varepsilon_{\theta,1} \cong 0$ ($\varepsilon_{\theta,1} = 0{,}0982$) rezultă

$$\alpha = arctg\frac{18{,}915}{38{,}758} = 26^\circ$$

reprezentând orientarea celei de a doua direcţie principală ortogonală pe prima direcţie cum se arată în figura E 4.2.16.

Coeficienţii de echivalenţă asociaţi direcţiilor principale $0x_1$ si $0y_1$ se pot obţine din coeficienţii de echivalenţă modali calculaţi în sistemul iniţial de axe $x0y$, după cum urmează:

modul 1
$$\varepsilon_{x_1,1} = \varepsilon_{x,1} + \varepsilon_{y,1} = 0{,}5638 + 0{,}1343 = 0{,}6981;$$
$$\varepsilon_{y_1,1} \cong 0; \qquad \varepsilon_{\theta,1} = 0{,}0982$$

modul 2
$$\varepsilon_{x_1,2} = \varepsilon_{x,2} + \varepsilon_{y,2} = 0{,}1408 + 0{,}6213 = 0{,}7621$$
$$\varepsilon_{y_1,2} \cong 0; \qquad \varepsilon_{\theta,2} = 0{,}002$$

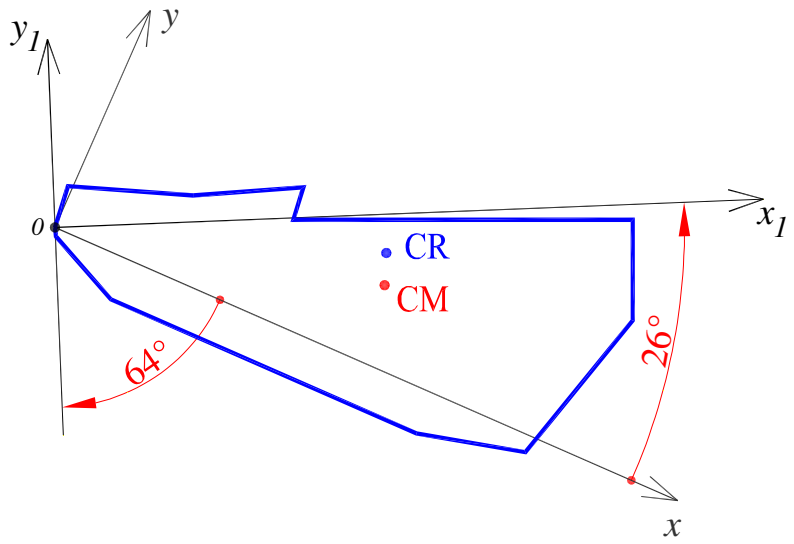


Figura E 4.2.16 Orientarea direcţiilor principale.

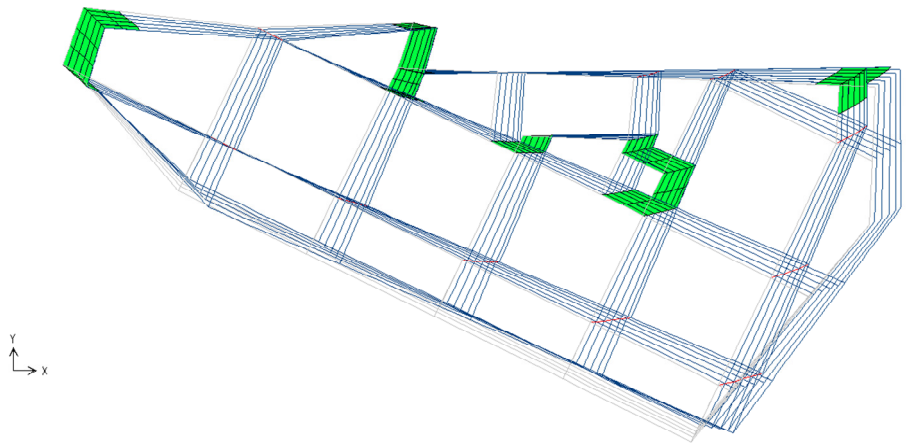


Figura E 4.2.17 Modul 1 de vibraţie $\varepsilon_{x_1,1} = 0.698$, $\varepsilon_{y_1,1} = 0.0$, $\varepsilon_{\theta,1} = 0.099$, $T_1 = 0.5982\,\text{sec}$

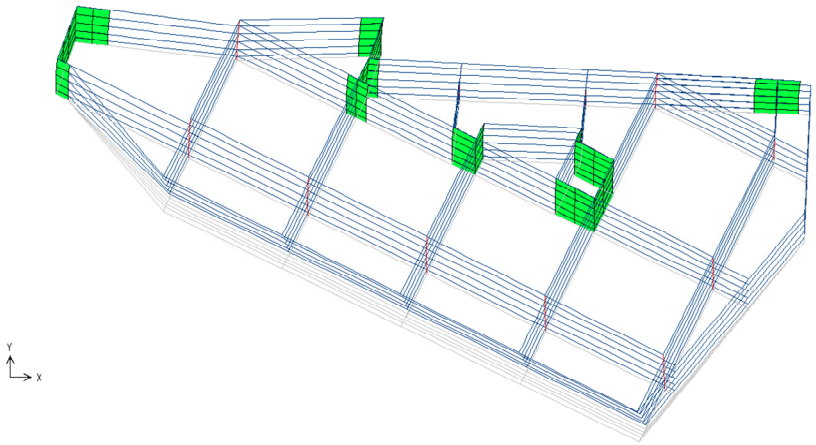


Figura E 4.2.18 Modul 2 de vibraţie $\varepsilon_{x_1,2} = 0.0$, $\varepsilon_{y_1,2} = 0.762$, $\varepsilon_{\theta,2} = 0.002$, $T_2 = 0.55413\,\text{sec}$

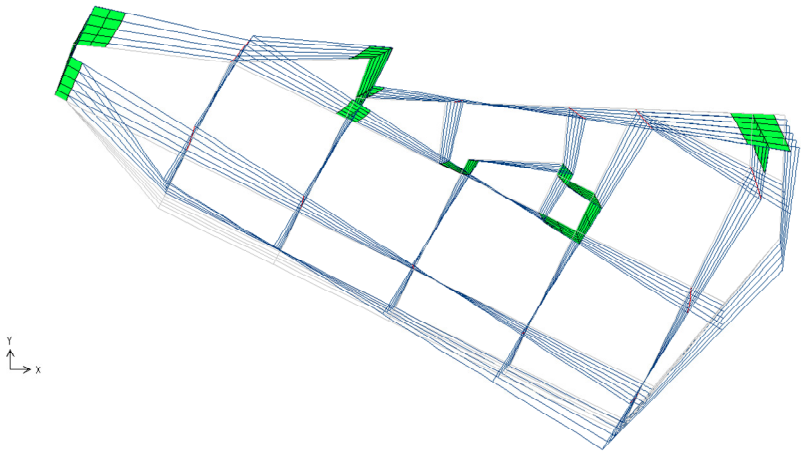


Figura E 4.2.19 Modul 3 de vibraţie $\varepsilon_{x_1,3} = 0.099$, $\varepsilon_{y_1,3} = 0.003$, $\varepsilon_{\theta,3} = 0.661$, $T_3 = 0.46347\,\text{sec}$

Efectuând o rotaţie de axe de 26˚ şi recalculând vectorii şi valorile proprii se poate verifica forma oscilaţiilor proprii, valorile şi direcţiile obţinute mai sus. În figurile E 4.2.17, E 4.2.18 şi E 4.2.19 sunt reprezentate primele trei forme proprii de vibraţie în sistemul de axe rotit $x_1 0 y_1$. Se poate constata independenţa caracteristicilor dinamice de sistemul de axe ales.

Necoincidenţa centrelor maselor şi a centrelor de rigiditate nu va putea elimina oscilaţiile de torsiune prezente în modul 1 de vibraţie.

E4.2.3.5. Calculul eforturilor şi deplasărilor

Pentru cazul unei acţiuni seismice definite printr-un spectru de proiectare corespunzător unor mişcări de translaţie independente în una dintre direcţiile principale *0x1* si *0y1* se obţin următoarele forţe tăietoare de bază modale maxime:

Tabelul 4.2.11

Modul de vibraţie	Seism în direcţia *0x1*			Seism în direcţia *0y1*		
	$F_{x_1,k}$ *(kN)*	$F_{y_1,k}$ *(kN)*	$M_{\theta_1,k}$ *(kNm)*	$F_{x_1,k}$ *(kN)*	$F_{y_1,k}$ *(kN)*	$M_{\theta_1,k}$ *(kNm)*
1	2508	8	9315	8	0	28
2	0	17	-9	17	2740	-1352
3	356	-59	-9077	-59	10	1511
$\sqrt{\sum_1^{15}(E_k)^2}$	2570	107	13405	107	2800	2238

Forţele seismice statice convenţionale de nivel asociat primelor două moduri proprii de vibraţie sunt următoarele:

Tabelul 4.2.12

Modul	Seism în direcţia *0x1* (modul 1)			Seism în direcţia *0y1* (modul 2)		
	$F_{x_1,1}$ *(kN)*	$F_{y_1,1}$ *(kN)*	$M_{\theta,1}$ *(kNm)*	$F_{x_1,2}$ *(kN)*	$F_{y_1,2}$ *(kN)*	$M_{\theta,2}$ *(kNm)*
ET5	398	16	1247	14	478	-276
ET4	706	7	2667	14	799	-476
ET3	588	-4	2286	3	637	-325
ET2	435	-5	1657	-3	450	-181
ET1	268	-5	1010	-6	266	-77
PARTER	116	-2	450	-5	111	-20

Prin raportare la rezultanta forţelor gravitaţionale care acţionează pe întreaga clădire *G=26343 kN* se obţin următorii coeficienţi seismici globali:

$$c_{x_1} = \frac{2570}{26343} = 0{,}0976 \text{ şi respectiv } c_{y_1} = \frac{2800}{26343} = 0{,}1063$$

În lipsa unui program de calcul capabil de a determina răspunsurile modale şi care apoi să facă automat combinaţii după una din regulile prezentate în anexa C a normativului P100-1, etapa II-a de calcul, se poate utiliza un procedeu de calcul simplificat care este valabil numai în situaţia în care ε_x sau ε_y în primele două moduri de vibraţie au o valoare mai mare de 0,7. Algoritmul de calcul este următorul:

a. - Se stabilesc forţele seismice statice convenţionale de nivel corespunzător primelor două moduri proprii de oscilaţie de translaţie predominante, folosind relaţiile (C3)÷(C10) în care intervin numai vectorii proprii asociaţi celor două direcţii principale. Pentru aceasta fie se proiectează componentele vectorilor proprii după direcţiile principale, fie se reface modelul de calcul astfel încât axele globale să coincidă cu cele principale. În această ultimă variantă coordonatele care definesc topologia structurii şi încărcările trebuie modificate prin relaţii elementare specifice transformărilor la rotirea sistemelor de axe.

b. - Se determină deplasările şi eforturile corespunzătoare forţelor seismice statice convenţionale aplicate în centrul maselor.

c. - Se introduc în centrul maselor, pentru fiecare direcţie de acţiune seismică, momente suplimentare $M^{(1)}{}_{it} = (F_{ix_1} e_{1i} + F_{iy_1} e_{1i})_{(1)}$ pentru direcţia $0x_1$ şi respectiv $M^{(2)}{}_{it} = (F_{ix_1} e_{1i} + F_{iy_1} e_{1i})_{(2)}$ pentru direcţia $0y_1$ şi se calculează eforturile şi deplasările (*etapa III-a din Anexa C*)

d. - Se suprapun rezultatele obţinute pentru fiecare direcţie de acţiune în etapele (b) şi (c) folosind toate combinaţiile posibile (*etapa III-a*)

$$E_E = \pm E_{E,\mathrm{II}} \pm E_{E,\mathrm{III}}$$

e. - Se combină răspunsurile în deplasări şi eforturi obţinute pentru cele două direcţii principale de acţiune seismică conform regulilor din paragraful 4.5.3.6. conform relaţiilor 4.14 şi 4.15

$$\chi_1(E_{Edx}) \text{"+"} \chi_2(0{,}30 E_{Edy})$$
$$\chi_1(0{,}30 E_{Edx}) \text{"+"} \chi_2(E_{Edy})$$

În această manieră de calcul eforturile şi deplasările îşi conservă semnul aferent forţelor din modurile proprii de translaţie. Utilizarea regulei de combinare

$$E = \sqrt{\chi_1^2 E_{Edx}^2 + \chi_2^2 E_{Edy}^2}$$

conduce la pierderea semnului eforturilor şi deplasărilor.

Coeficienţii χ_1 şi χ_2 sunt supraunitari şi reflectă faptul că în evaluarea răspunsului s-a folosit numai efectul unui singur mod de vibraţie propriu pentru fiecare direcţie principală de acţiune seismică considerată

$$\chi_1 = \frac{F_{b,x_1}}{F_{x_1,1}} = \frac{\sqrt{\sum_{k=1}^{N} (F^2_{x_1,k} + F^2_{y_1,k})_{x_1}}}{F_{x_1,1}}$$

$$\chi_2 = \frac{F_{b,y_1}}{F_{y_1,2}} = \frac{\sqrt{\sum_{k=1}^{N} (F^2_{x_1,k} + F^2_{y_1,k})_{y_1}}}{F_{y_1,2}}$$

F_{b,x_1} şi F_{b,y_1} reprezintă forţele tăietoare de bază pentru fiecare din direcţiile principale de acţiune considerând efectele celor *N* moduri proprii de vibraţie luate în calcul şi combinate după una din regulile recomandate (CQC, SRSS, ABSSUM).

$F_{x_1,1}$ şi $F_{y_1,2}$ sunt forţele tăietoare de bază corespunzătoare fiecărei direcţii principale $0x_1$ şi $0y_1$ şi conţin numai contribuţia independentă a fiecăruia din primele două moduri proprii de translaţie.

În cele ce urmează răspunsul structurii se calculează pentru cazul în care structura a fost rotită in sistemul de axe paralele cu direcţiile principale obţinute în paragraful 2.3.4.

Se consideră patru cazuri de încărcare distincte care corespund următoarelor situaţii de acţiune:

Cazul 1 (A) – forţe seismice de nivel asociate modului 1 de vibraţie – acţiune seismică în direcţia $0x_1$

Cazul 2 (B) – forţe seismice de nivel asociate modului 2 de vibraţie – acţiune seismică în direcţia $0y_1$

Cazul 3 (C) – momente de torsiune de nivel produse de forţele seismice din cazul A ca efect al unor excentricităţi accidentale $e_{1i} = \pm 0{,}05 L_i = 0{,}80$ m (L_i este dimensiune construcţiei proiectate pe normala la direcţia de acţiune $L_{iy} = 16{,}0$ m din figura E 4.2.20)

Cazul 4 (D) – momente de torsiune de nivel produse de forţele seismice din cazul B, $L_{ix} = 34{,}0$ m ($e_{1i} = 1{,}70$ m)

L_{ix} şi L_{iy} sunt dimensiunile dreptunghiului circumscris clădirii la ultimul etaj. Pentru simplificare s-au considerat planşeele cu aceleaşi dimensiuni la toate nivelurile

În figura E 4.2.21 se prezintă cazurile de încărcare considerate.

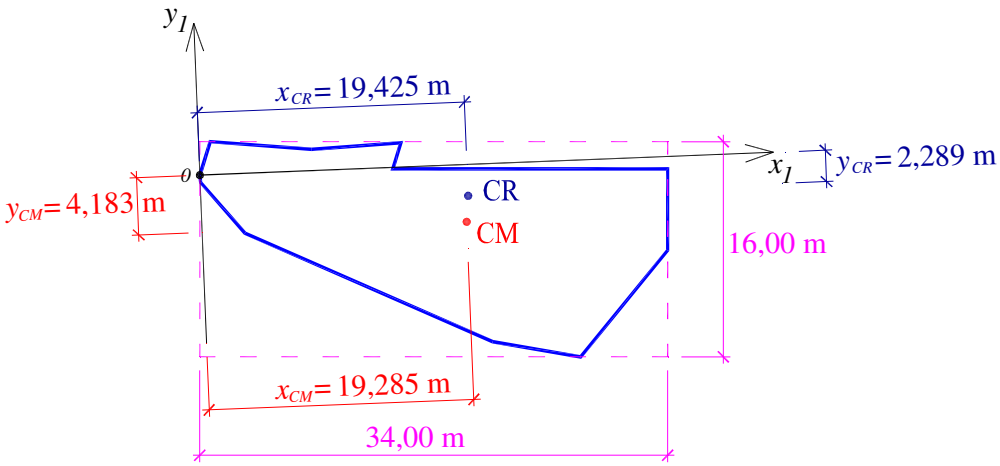
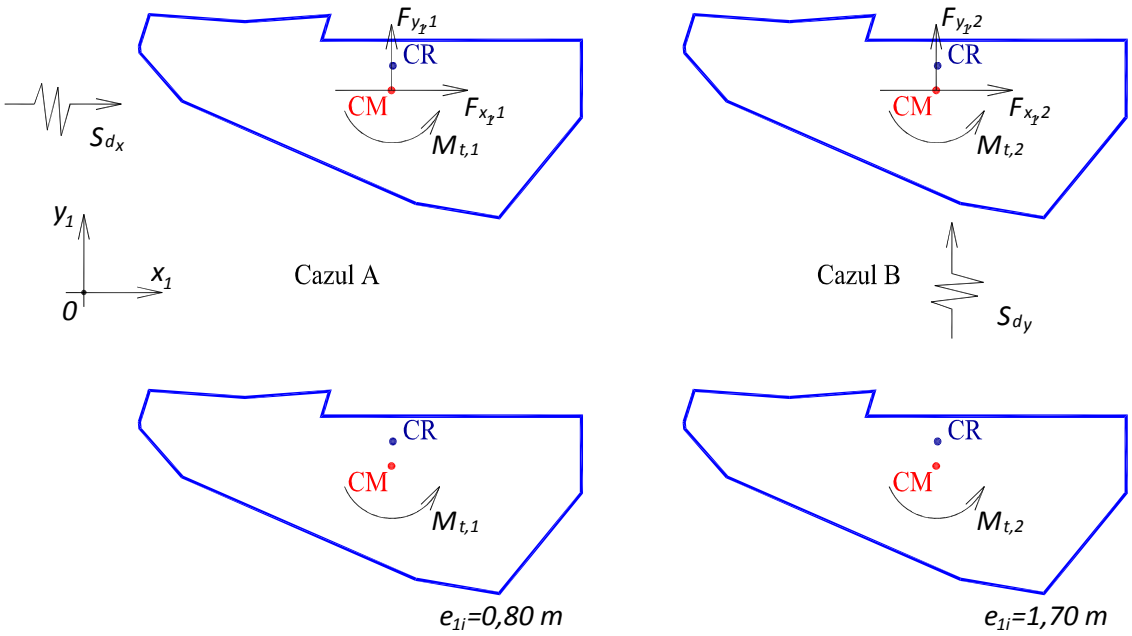


Figura E.4.2.20 Poziţia centrului de rigiditate (CR) şi a centrului maselor (CM) la planşeul peste etajul 4 şi dreptunghiul circumscris având laturile paralele cu direcţiile considerate pentru acţiunea seismică.



Cazul C

$$\left.\begin{array}{l}\overline{M}_{t_1}=\left(F_{x_1,1}+F_{y_1,1}\right)e_{1i}\\ sau\\ \overline{M}_{t_1}=\left(F_{x_1,1}-F_{y_1,1}\right)e_{1i}\end{array}\right\}\text{valoarea maxima absoluta}$$

Cazul D

$$\left\{\begin{array}{l}\overline{M}_{t_2}=\left(F_{x_1,2}+F_{y_1,2}\right)e_{1i}\\ sau\\ \overline{M}_{t_2}=\left(F_{x_1,2}-F_{y_1,2}\right)e_{1i}\end{array}\right.$$

Figura E.4.2.21 Cazurile de încărcare cu forţe convenţionale static echivalente acţiunii seismice

Cu aceste cazuri de încărcare se efectuează toate cele 16 combinaţii de încărcări posibile în ipoteza acţiunii seismice dominante în direcţia $0x_1$ conform tabelului E 4.2.13.

Pentru o acţiune seismică independentă în direcţia $0y_1$ se repetă combinaţiile de mai sus cu $0{,}3\chi_1$ şi respectiv $-\chi_2$, rezultând 32 de combinaţii posibile. Rezultatele obţinute vor trebui adunate cu eforturile provenite din încărcările gravitaţionale, conform regulii de combinare care conţine acţiunea seismică.

Procedeul de calcul prezentat furnizează direct semnele eforturilor şi deplasărilor.

Utilizarea direcţiilor principale pentru modelarea acţiunii seismice nu exclude şi utilizarea altor direcţii de acţiune care pot fi relevante. În cazul analizat structura conţine un cadru longitudinal în axul 4 paralel cu axa $0x_1$ principală, precum şi pereţi structurali şi cadre transversale în axele A, B, C, D, E şi F, dar şi cadre longitudinale în axele 1, 2 şi 3, înclinate faţă de direcţiile principale $0x_1$ şi $0y_1$. Pentru aceste ultime două şiruri de cadre transversale şi longitudinale este necesar să se repete raţionamentul de mai sus considerând axele iniţiale $0x$ şi $0y$ ca direcţii relevante de acţiune. Desigur calculul este laborios şi necesită folosirea unor programe automate de calcul capabile de a efectua toate combinaţiile necesare de calcul, inclusiv verificarea deplasărilor relative de nivel.

Tabelul E 4.2.13

Cazul / Combinaţia	*A*	B	C	D
1	χ_1	$0{,}3\chi_2$	χ_1	$0{,}3\chi_2$
2	χ_1	$0{,}3\chi_2$	χ_1	$-0{,}3\chi_2$
3	χ_1	$0{,}3\chi_2$	$-\chi_1$	$0{,}3\chi_2$
4	χ_1	$0{,}3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0{,}3\chi_2$
5	χ_1	$-0{,}3\chi_2$	χ_1	$0{,}3\chi_2$
6	χ_1	$-0{,}3\chi_2$	χ_1	$-0{,}3\chi_2$
7	χ_1	$-0{,}3\chi_2$	$-\chi_1$	$0{,}3\chi_2$
8	χ_1	$-0{,}3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0{,}3\chi_2$
9	$-\chi_1$	$0{,}3\chi_2$	χ_1	$0{,}3\chi_2$
10	$-\chi_1$	$0{,}3\chi_2$	χ_1	$-0{,}3\chi_2$
11	$-\chi_1$	$0{,}3\chi_2$	$-\chi_1$	$0{,}3\chi_2$
12	$-\chi_1$	$0{,}3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0{,}3\chi_2$
13	$-\chi_1$	$-0{,}3\chi_2$	χ_1	$0{,}3\chi_2$
14	$-\chi_1$	$-0{,}3\chi_2$	χ_1	$-0{,}3\chi_2$
15	$-\chi_1$	$-0{,}3\chi_2$	$-\chi_1$	$0{,}3\chi_2$
16	$-\chi_1$	$-0{,}3\chi_2$	$-\chi_1$	$-0{,}3\chi_2$

E.4.2.3.6. Verificarea deplasărilor în stadiul limită ultim (ULS)

Pentru secţiunile de beton nedegradate (nefisurate) deplasările de nivel se obţin direct din fiecare combinaţie de încărcare din tabelul E 4.2.13. De exemplu pentru stâlpul din axul E/4 în combinaţia 1 de încărcare se prezintă în tabelul E4.2.14 deplasările elastice la fiecare nivel al clădirii:
Verificarea deplasărilor laterale la starea limită ultimă se efectuează conform anexei E cu relaţia:

$$d_r^{ULS} = cqd_{re} \le d_{r,a}^{ULS}$$

în care factorul de comportare $q = 5{,}4$.

Deplasările se recalculează considerând elementele din beton pentru stâlpi, grinzi şi pereţi fisurate. În acest caz normativul recomandă reducerea modulului de rigiditate $E_b I_b$ cu 50%. Aceasta este echivalent cu o majorare de două ori a deplasărilor din tabelul E 4.2.14 obţinute în cazul elementelor de beton nefisurat.

$$d_{re} = \frac{d_{re/nefisurat}}{0{,}5} = \begin{cases} 0{,}3226 \times 2 = 0{,}6452\,\text{cm} \\ 0{,}3433 \times 2 = 0{,}6866\,\text{cm} \end{cases}$$

Coeficientul ***c*** se obţine prin interpolare liniară în domeniul:

$$1 < c = 3 - 2{,}3\frac{T_1}{T_C} = 3 - 2{,}3\frac{0{,}846}{1{,}6}1{,}784 > \frac{\sqrt{T_C \cdot q}}{1.7} = \frac{\sqrt{1{,}6 \cdot 5{,}4}}{1{,}7} = 1{,}729$$

Rezultă $c = 1{,}729$

Se obţine

$$d_r^{ULS} = 1{,}729 \times 5{,}4 \times \begin{cases} 0{,}6452 = 6{,}024\,\text{cm} \\ 0{,}6866 = 6{,}411\,\text{cm} \end{cases} < d_{r,a}^{ULS} = 0{,}025 \times 365 = 9{,}125\,\text{cm}$$

Tabelul E 4.2.14

Nivel	u_{x_1} *(cm)*	u_{y_1} *(cm)*	$\Delta u_{x_1,e}$ *(cm)*	$\Delta u_{y_1,e}$ *(cm)*	Δu_e *(cm)*	h_{nivel} *(m)*
6	1,301	1,053	0,132	0,143	0,1946	3,35
5	1,169	0,910	0,198	0,186	0,2715	3,65
4	0,971	0,724	0,247	0,207	0,3226	3,65
3	0,724	0,517	0,275	0,206	0,3433	3,65
2	0,449	0,311	0,263	0,181	0,3192	3,65
1	0,186	0,130	0,186	0,130	0,2269	4,20
Parter	0,000	0,000				

E 5. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE BETON

E 5.1 Proiectarea unei structuri în cadre de beton armat

E 5.1.1. Precizarea datelor de proiectare

În prezentul exemplu se efectuează calculul şi dimensionarea unei clădiri etajate P+7E cu structura de rezistenţă formată din cadre de beton armat. Clădirea are funcţiunea de birouri şi este amplasată în Giurgiu. O vedere în plan a etajului curent este schiţată în Figura E 5.1.1. În cele ce urmează se face o scurtă prezentare a principalelor caracteristici ale clădirii.

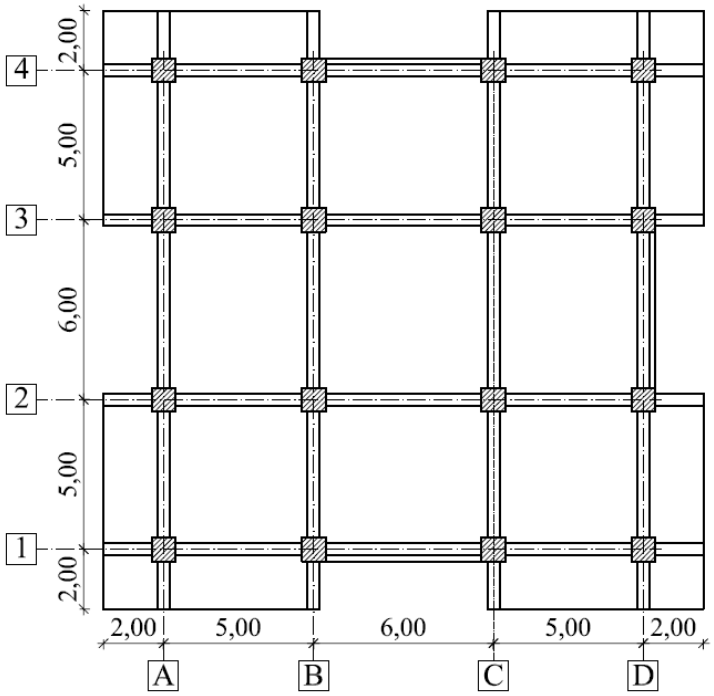


Figura E 5.1.1. Schiţă nivel curent

Funcţiunile clădirii:

- Etaje curente: birouri, grupuri sanitare;
- Parter: birouri, sală de conferinţă, grupuri sanitare
- Subsol: tehnic;
- Terasă: necirculabilă.

Date generale de alcătuire a clădirii:

- Structura de rezistenţă:

  - Suprastructura: de tip cadru din beton armat monolit;

  - Infrastructura: radier general şi pereţi perimetrali din beton armat monolit;

- Închideri şi compartimentări:

  - pereţi exteriori din blocuri bca şi termoizolaţie din polistiren extrudat, aplicat la exterior;

  - pereţi interiori: pereți interiori din BCA între spațiile cu funcțiuni diferite, pereţi uşori în rest;

- Tehnologia de execuţie: beton armat monolit (inclusiv planşee), turnat în cofraje.

Se utilizează beton de clasă C25/30 şi oţel PC52.

Condiţii de proiectare a clădirii:

- Localitatea: Giurgiu;
- Clasa de importanţă şi de expunere III, γ_I=1,0
- Condiţii seismice:
  - acceleraţia maximă a terenului (IMR = 225 ani), a_g = 0,25g
  - T_B = 0,2 s
  - T_C = 1,0 s
- Clasa de ductilitate DCH (determinată de condiţiile seismice)
- Zona de zăpadă: $s_{0,k}$ = 1,6 kN/m^2

Caracteristici geometrice ale structurii (Fig. 1):

- 3 deschideri (5,0m;6,0m,5,0m);
- 3 travee (5,0m;6,0m,5,0m);
- Înălţimea de nivel: 3,0m.

Valori de proiectare ale rezistenţelor:

- pentru beton C25/30
  f_{ck} = 25 N/mm^2
  f_{cd} = 16,67 N/mm^2
  f_{ctm} = 2,6 N/mm^2
  f_{ctd} = 1,2 N/mm^2
- pentru oţel PC52
  f_{yk} = 345 N/mm^2
  f_{yd} = 300 N/mm^2

Principalele reglementări pe baza cărora s-a elaborat exemplul de calcul:

[1] P100-1 – Cod de proiectare seismică pentru clădiri ;

[2] SR EN 1992-1-1 – Eurocod 2 : Proiectarea structurilor de beton. Partea 1-1 : Reguli generale şi reguli pentru clădiri ;

[3] CR0-2012 – Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcţii;

E 5.1.2. Evaluarea încărcărilor gravitaţionale în situaţia de proiectare la cutremur

- greutate proprie placă: $h_{sl} \cdot \gamma_{rc} = 0,15 \cdot 25 = 3,75 kN/m^2$;
- încărcare din pardoseală: $h_p \cdot \gamma_{rc} = 0,05 \cdot 22 = 1,10 kN/m^2$;
- încărcare din atic: $h_a \cdot b_a \cdot \gamma_{rc} = 1,00 \cdot 0,20 \cdot 25 = 5,0 kN/m$;
- încărcare din închideri: $0,25 \cdot (3,00-0,60) \cdot 8 \cdot 0,7 + 0,04 \cdot 3,00 \cdot 18 \cdot 0,7 = 4,87 kN/m$.

unde,

h_{sl} este înălţimea plăcii;

γ_{rc} este greutatea specifică a betonului armat;

h_p este grosimea pardoselii

h_a este înălţimea aticului

b_a este lăţimea aticului.

Evaluarea încărcărilor de proiectare conform CR0-2012 pe planşeul curent şi pe cel de terasă este sistematizată în tabelele 1 şi 2 în care:

- gruparea fundamentală (GF) reprezintă combinația factorizată a acțiunilor care cuprinde exclusiv sarcini gravitaționale
- gruparea seismică (GS) reprezintă combinația factorizată a acțiunilor care cuprinde și acțiunea seismică cu valoarea de proiectare

Tabelul E 5.1.1. Incărcări gravitaţionale la nivel curent

a) Încărcari uniform distribuite pe placă

Nume încarcare		Valoare caracteristică	Grupare Fundamentală (GF)		Grupare Seismică (GS)	
			coef. de grupare	valoare de proiectare	coef. de grupare	valoare de proiectare
		q_k [kN/m^2]	Ψ	q^{GF} [kN/m^2]	Ψ	q^{GS} [kN/m^2]
Permanente	Greutate proprie placă	3.75	1.35	5.06	1.00	3.75
	Greutate proprie pardoseală	1.10	1.35	1.49	1.00	1.10
	Încărcare echivalentă din pereţi interiori	1.00	1.35	1.35	1.00	1.00
	Tavan fals şi instalaţii	0.50	1.35	0.68	1.00	0.50
Variabile	Încărcare utilă	3.00	1.50	4.50	0.30	0.90
			Σ	13.07	Σ	7.25

b) Încărcari uniform distribuite pe grinzile perimetrale

Nume încarcare		Valoare caracteristică	Grupare Fundamentală (GF)		Grupare Seismică (GS)	
			coef. de grupare	valoare de proiectare	coef. de grupare	valoare de proiectare
		q_k [kN/m]	Ψ	q^{GF} [kN/m]	Ψ	q^{GS} [kN/m]
Permanente	Încărcare din pereţi de închidere	4.87	1.35	6.57	1.00	4.87

Tabelul E 5.1.2. Incărcări gravitaţionale la terasă

a) Încărcari uniform distribuite pe placă

Nume încarcare		Valoare caracteristică	Grupare Fundamentală (GF)		Grupare Seismică (GS)	
			coef. de grupare	valoare de proiectare	coef. de grupare	valoare de proiectare
		q_k [kN/m^2]	Ψ	q^{GF} [kN/m^2]	Ψ	q^{GS} [kN/m^2]
Permanente	Greutate proprie placă	3.75	1.35	5.06	1.00	3.75
	Greutate proprie beton de pantă	1.50	1.35	2.03	1.00	1.50
	Termo-hidroizolaţie	0.50	1.35	0.68	1.00	0.50
	Tavan fals şi instalatii	0.50	1.35	0.68	1.00	0.50
Variabile	Încărcare din zapadă	1.60	1.50	2.40	0.40	0.64
			Σ	10.84	Σ	6.89

b) Încărcari uniform distribuite pe grinzile perimetrale

Nume încarcare		Valoare caracteristică	Grupare Fundamentală (GF)		Grupare Seismică (GS)	
			coef. de grupare	valoare de proiectare	coef. de grupare	valoare de proiectare
		q_k [kN/m]	Ψ	q^{GF} [kN/m]	Ψ	q^{GS} [kN/m]
Permanente	Încărcare din atic	5.00	1.35	6.75	1.00	5.00

E 5.1.3. Predimensionarea elementelor structurale

În cazul structurilor de beton armat, etapa de predimensionare a elementelor structurale are o importanţă crescută datorită aportului acestora la încărcările gravitaţionale şi la masa clădirii. Criteriile de predimensionare pot fi cele referitoare la condiţii de rigiditate (săgeţi admisibile), de ductilitate, sau pot fi cerinţe arhitecturale sau tehnologice.

Predimensionarea plăcii:

Predimensionarea plăcii s-a făcut pe baza criteriilor de rigiditate şi din considerente arhitecturale.

$$h_{sl} \cong \frac{P}{180} + 1...2cm = \frac{600 \cdot 4}{180} + 1...2cm \cong 15cm$$

Din considerente arhitecturale: $h_{sl} = 15cm$

Se alege: $h_{sl} = 15cm$

Predimensionarea grinzilor:

În cazul grinzilor, dimensiunile acestora au fost stabilite preliminar considerând criterii de rigiditate şi arhitecturale. Secţiunea grinzilor longitudinale este identică cu secţiunea grinzilor transversale şi are următoarele dimensiuni:

$$h_w = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot l_{cl} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot 6{,}00m = 0{,}75...0{,}5m \rightarrow \text{se alege } h_w = 60cm$$

$$b_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot h_w = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \cdot 0{,}60m = 0{,}30...0{,}20m \rightarrow \text{se alege } b_w = 30cm$$

Predimensionarea stâlpilor:

În cazul stâlpilor, criteriul de predimensionare aplicat este cel legat de asigurarea ductilităţii locale a stâlpilor prin limitarea efortului mediu de compresiune. Codul P100-1 (paragraful 5.3.4.2.2) recomandă limitarea valorii efortului axial normalizat la 0,45 (caz în care nu este necesară verificarea explicită a capacităţii necesare de deformare) sau 0,55 (caz în care este necesară verificarea explicită a capacităţii necesare de deformare). Pentru exemplul de faţă s-a preferat alegerea unei valori relativ mari a efortului unitar mediu de compresiune, pentru a reduce dimensiunile secţiunilor transversale ale stâlpilor. Verificarea condiţiei de ductilitate necesită evaluarea forţei axiale de compresiune şi determinarea unei arii de beton necesare a stâlpului.

Nu se propune schimbarea secţiunii stâlpilor pe înălţimea clădirii, pentru a evita variaţia rigidităţii etajelor, al căror efect defavorabil a fost pus în evidenţă prin calcule dinamice şi prin degradările suferite de acest tip de clădiri la cutremure.

Forţele axiale din stâlpi se determină în funcţie de poziţia în structură şi de ariile aferente.

Pentru estimarea greutăţilor proprii ale stâlpilor se vor considera secţiuni egale de stâlpi (60 x 60 cm) atât pentru stâlpii marginali cât şi pentru cei interiori.

- Stâlp marginal (S_m)

La baza stâlpului marginal cel mai solicitat, forţa axială produsă de încărcările gravitaţionale asociate grupării speciale de încărcări are valoarea :

$$N_{Sm}^{GS} = \sum q_{i,terasa}^{GS} \cdot A_{af} + \sum \left(q_{j,terasa}^{GS} \cdot l_{af} \right) + (n-1) \cdot \left[\sum q_{i,nc}^{GS} \cdot A_{af} + \sum \left(q_{j,terasa}^{GS} \cdot l_{af} \right) \right] + G_{Sm}^{GS} =$$

$$= 6{,}89 \cdot 20{,}25 + (5{,}00 \cdot 9 + 1{,}875 \cdot 14 + 3{,}375 \cdot 5) + 7 \cdot [7{,}25 \cdot 20{,}25 + (4{,}87 \cdot 5 +$$

$$+ 1{,}875 \cdot 14 + 3{,}375 \cdot 5)] + 0{,}60^2 \cdot 24 \cdot 25 = 1943{,}7kN$$

unde,

$\sum q_i^{GS}$	suma încărcărilor uniform distribuite pe placă
A_{af}	aria aferentă stâlpului
q_j^{GS}	încărcarea „j” uniform distribuită pe grindă
l_{af}	lungimea pe care acţionează încărcarea q_j^{GS} , aferentă stâlpului
n	numărul de niveluri
G_S^{GS}	greutatea proprie a stâlpului

Pentru a ţine seama de efectul indirect produs de către acţiunea seismică, valoarea admisibilă a efortului axial mediu normalizat, ν_d, se alege 0,4.

$$\nu_d = \frac{N_{Sm}^{GS}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} = 0{,}4$$

$$b_c = h_c = \sqrt{\frac{N_{Sm}^{GS}}{\nu_d \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{1943{,}7 \cdot 10^3}{0{,}4 \cdot 16{,}67}} = 539{,}9mm \rightarrow \text{se alege } h_c = b_c = 55cm$$

- Stâlp central (S_c)

La baza stâlpului central cel mai solicitat forţa axială produsă de încărcările gravitaţionale asociate grupării speciale de încărcări are valoarea :

$$N_{Sc}^{GS} = \sum q_{i,terasa}^{GS} \cdot A_{af} + \sum \left(q_{j,terasa}^{GS} \cdot l_{af} \right) + (n-1) \cdot \left[\sum q_{i,nc}^{GS} \cdot A_{af} + \sum \left(q_{j,terasa}^{GS} \cdot l_{af} \right) \right] + G_{Sm}^{GS} =$$

$$= 6{,}89 \cdot 30{,}25 + 3{,}375 \cdot 11 + 7 \cdot (7{,}25 \cdot 30{,}25 + 3{,}375 \cdot 11) + 0{,}60^2 \cdot 24 \cdot 25 =$$

$$= 2256{,}6kN$$

$$\nu_d = \frac{N_{Sm}^{GS}}{b_c \cdot h_c \cdot f_{cd}} = 0{,}5$$

$$b_c = h_c = \sqrt{\frac{N_{Sm}^{GS}}{\nu_d \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{2256{,}6 \cdot 10^3}{0{,}5 \cdot 16{,}67}} = 520{,}3mm \rightarrow \text{se alege } h_c = b_c = 55cm$$

E 5.1.4. Evaluarea încărcărilor seismice

Acţiunea seismică a fost modelată în cel mai simplu mod, folosind metoda forţelor seismice statice echivalente. Acţiunea forţelor laterale a fost considerată separat pe direcţiile principale de rezistenţă ale clădirii. Modurile proprii fundamentale de translaţie pe cele două direcţii principale au contribuţia predominantă la răspunsul seismic total, efectul modurilor proprii superioare de vibraţie fiind neglijat.

Forţa tăietoare de bază corespunzatoare modului propriu fundamental pentru fiecare direcţie principală se determină după cum urmează:

$$F_b = \gamma_I \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda = c \cdot G \qquad (1)$$

unde,

- γ_I — factor de importanţă-expunere al constructiei; pentru construcţii obişnuite $\gamma_I = 1$
- $S_d(T_I)$ — ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzatoare perioadei fundamentale T_I

  $$S_d(T_1) = \frac{a_g \cdot \beta(T_1)}{q}$$

- T_I — perioada proprie fundamentală de vibraţie a clădirii în planul ce conţine direcţia orizontală considerată
- $\beta(T_1)$ — spectrul normalizat de răspuns elastic (pentru $T_C < T_1 < T_D$ $\beta(T_1) = \beta_0 \cdot T_C / T_1 = 2{,}5 \cdot 1{,}0 / 1{,}11 = 2{,}25$)
- a_g — acceleraţia maximă de proiectare a terenului în amplasament; pentru Giurgiu $a_g = 0{,}25\ g$
- g — acceleraţia gravitaţională
- q — factor de comportare al structurii; pentru o structură în cadre cu mai multe niveluri şi mai multe deschideri, pentru clasa H de ductilitate, $q = q_0 \cdot \alpha_u/\alpha_1 = 5 \cdot 1{,}35 = 6{,}75$
- m — masa totală a clădirii
- λ — factor de corecţie care ţine seama de contribuţia modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia, $\lambda = 1{,}0$ pentru $T > T_C$
- c — coeficient seismic
- G — greutatea totală a clădirii

Înlocuind în relaţia (1) se obţine:

$$F_b = \gamma_I \cdot \frac{a_g \cdot \beta(T)}{q} \cdot \frac{G}{g} \cdot \lambda = c \cdot G \Rightarrow c = 1\frac{0{,}25 \cdot 2{,}25}{6{,}75}1 = 0{,}083$$

Forţele seismice au fost introduse în programul de calcul structural prin coeficientul seismic "c" folosind o distribuţie triunghiulară pe înălţime. Valoarea forţelor seismice pe fiecare nivel este prezentată în Tabelul E 5.1.3.

Tabelul E 5.1.3. Forţe seismice de nivel

Nivel	**$F_{i,x}$ [kN]**	**$F_{i,y}$ [kN]**
7	532	532
6	491	491
5	421	421
4	351	351
3	281	281
2	210	210
1	140	140
P	70	70

E 5.1.5. Modelul pentru calcul structural. Ipoteze.

Calculul structurii la acţiunea forţelor laterale şi verticale a fost efectuat folosind un program de calcul structural. Modelul de calcul al suprastructurii este cel spaţial considerat încastrat la baza primului nivel, diferenţa de rigiditate între infrastructură (cu pereţi de beton armat pe contur) şi suprastructură permiţând adoptarea acestei ipoteze simplificatoare.

Planşeul de beton armat are rigididate şi rezistenţă substanţială pentru a prelua eforturile produse de forţele laterale, iar datorită regularităţii şi omogenităţii structurii poate fi considerat indeformabil în planul său.

Elementele structurale ale suprastructurii, stâlpi şi grinzi, au fost modelate folosind elemente finite de tip bară. Nodurile dintre stâlpi şi grinzi au fost considerate indeformabile.

Ipotezele privind rigiditatea elementelor structurale în stadiul de exploatare (domeniul fisurat de comportare) diferă funcţie de verificarile efectuate şi vor fi descrise separat în cadrul paragrafelor respective.

E 5.1.6. Verificarea deplasărilor laterale

Se are în vedere verificarea la două stări limită, respectiv starea limită de serviciu (SLS) şi starea limită ultimă (ULS) (Anexa E – cod P100-1).

E 5.1.6.1. Verificarea la starea limită de serviciu (SLS)

Verificarea la starea limită de serviciu are drept scop menţinerea funcţiunii principale a clădirii în urma unor cutremure ce pot apărea de mai multe ori în viaţa construcţiei, prin controlul degradărilor elementelor nestructurale şi al componentelor instalaţiilor aferente construcţiei. Cutremurul asociat acestei stări limită este un cutremur moderat ca intensitate, având o probabilitate de apariţie mai mare decât cel asociat stării limită ultime.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = \nu \cdot q \cdot d_{re} \le d_{r,a}^{SLS}$$

unde,

d_r^{SLS}	deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată SLS
ν	factor de reducere care ţine seama de perioada de revenire mai mică a cutremurului; $\nu = 0{,}5$
q	factor de comportare specific tipului de structură
d_{re}	deplasarea relativă a aceluiaşi nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare
$d_{r,a}^{SLS}$	valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel

Valorile deplasărilor d_{re} se calculează folosind ipoteze de calcul a rigidităţii elementelor structurale conforme cu starea efectivă de fisurare a acestora, funcţie de gradul de interacţiune între elementele structurale şi cele nestructurale (compartimentări şi închideri). La acţiunea unui cutremur moderat ca intensitate se presupune că legăturile între elementele de închidere şi compartimentare şi stâlpi sau grinzi nu sunt compromise, iar degradările elementelor nestructurale în discuţie sunt nesemnificative ca urmare a condiţiilor de limitare a deplasărilor laterale. În aceste condiţii se ţine seama de aportul elementelor nestructurale la rigiditatea globală a structurii. În mod simplificat, evaluarea globală a rigidităţii structurii se face prin considerarea proprietăţilor de deformaţie a secţiunilor nefisurate (stadiul I de comportare) a elementelor structurale şi neglijarea în compensaţie, a aportului elementelor nestructurale. În cazul în care elementele nestructurale nu se deformează solidar cu structura, rigiditatea structurii se evaluează considerând proprietăţile de deformaţie a elementelor structurale în stadiul fisurat.

În cazul de faţă valorile d_{re} se estimează în ipoteza rigidităţii secţionale a elementelor structurale în stadiul nefisurat:

$$(EI)_{conv} = E_c \cdot I_c$$

unde,

E_c	modulul de elasticitate al betonului
I_c	momentul de inerţie al secţiunii brute de beton

Valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel pentru cazul în care elementele nestructurale (cu cedare fragilă) sunt ataşate structurii este:

$$d_{r,a}^{SLS} = 0{,}005 \cdot h = 0{,}05 \cdot 3000 = 15mm$$

unde,

h înălţimea etajului

După cum se poate observa din Tabelul E 5.1.4 şi 5, structura cu dimensiunile elementelor obţinute din predimensionare respectă verificarea la deplasare laterală corespunzătoare SLS.

E 5.1.6.2. Verificarea la starea limită ultimă (ULS)

Verificarea de deplasare la starea limită ultimă are drept scop principal prevenirea prăbuşirii închiderilor şi compartimentărilor, limitarea degradărilor structurale şi a efectelor de ordinul II.

Cutremurul asociat acestei stări limită este cutremurul considerat pentru calculul rezistenţei la forţe laterale a structurii, cutremurul de cod.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{ULS} = c\, q\, d_{re} \le d_{r,a}^{ULS}$$

unde,

d_r^{ULS} deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată ULS

$d_{r,a}^{ULS}$ valoare admisibilă a deplasării relative de nivel;

$$d_{r,a}^{ULS} = 0{,}025h = 0{,}025 \cdot 3000 = 75mm$$

c factorul de amplificare a deplasărilor.

$$1 \le c = 3 - 2{,}3\frac{T}{T_C} < \frac{\sqrt{T_C \cdot q}}{1{,}7}$$

$$c = 3 - 2{,}3\frac{1{,}11}{1} = 0{,}45 \Rightarrow c = 1$$

În cazul acţiunii unui cutremur puternic, rar, se vor produce degradări semnificative ale elementelor de compartimentare şi închidere şi prin urmare, aportul elementelor nestructurale la rigiditatea globală a structurii poate fi neglijat, iar valorile d_{re} vor trebui calculate în ipoteza rigidităţii corespunzătoare stadiului fisurat a elementelor structurale. Se admite a se evalua rigiditatea structurii considerând jumătate din valorile modulelor de deformaţie a elementelor structurale în stadiul nefisurat. Relaţiile de echivalenţă sunt urmatoarele:

d_{re} (în ipoteza $0{,}5E_cI_c$) = 2 d_{re} (în ipoteza E_cI_c)

T (în ipoteza $0{,}5E_cI_c$) = $\sqrt{2}$ T (în ipoteza E_cI_c)

În aceste condiţii perioadele corespunzătoare modurilor fundamentale pe cele două direcţii principale sunt:

T_x = 1,11 s

T_y = 1,11 s

Verificarea explicită este prezentată în Tabelul E 5.1.4 şi E 5.1.5.

Tabelul E 5.1.4. Verificarea deplasărilor relative în direcţie longitudinală

Etaj	d_{re} (EI)	SLS				ULS			
		ν	q	d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	c	q	d_r^{ULS}	$d_{r,a}^{ULS}$
	[mm]			[mm]	[mm]			[mm]	[mm]
7	1.2	0.5	6.75	4.1	15.0	1.00	6.75	16.2	75.0
6	1.9			6.4	15.0			25.7	75.0
5	2.6			8.8	15.0			35.1	75.0
4	3.3			11.1	15.0			44.6	75.0
3	3.5			11.8	15.0			47.3	75.0
2	3.7			12.5	15.0			50.0	75.0
1	3.8			12.8	15.0			51.3	75.0
P	2.6			8.8	15.0			35.1	75.0

Tabelul 5.1.5. Verificarea deplasărilor relative în direcţie transversală

Etaj	d_{re} (EI)	SLS				ULS			
		ν	q	d_r^{SLS}	$d_{r,a}^{SLS}$	c	q	d_r^{ULS}	$d_{r,a}^{ULS}$
	[mm]			[mm]	[mm]			[mm]	[mm]
7	1.2	0.5	6.75	4.1	15.0	1.00	6.75	16.2	75.0
6	1.9			6.4	15.0			25.7	75.0
5	2.6			8.8	15.0			35.1	75.0
4	3.3			11.1	15.0			44.6	75.0
3	3.5			11.8	15.0			47.3	75.0
2	3.7			12.5	15.0			50.0	75.0
1	3.8			12.8	15.0			51.3	75.0
P	2.6			8.8	15.0			35.1	75.0

E 5.1.7. Calculul eforturilor în suprastructură

Calculul a fost efectuat considerând combinaţiile de încărcări schematizate în Tabelul E 5.1.6. Încărcările laterale calculate conform paragrafului 4 au fost introduse în programul de calcul luând în considerare şi o excentricitate accidentală (pozitivă sau negativă) a centrului maselor egală cu 5% din lungimea construcţiei pe direcţie perpendiculară celei de atac.

Tabelul E 5.1.6 Combinaţii de încărcări

Denumire combinaţie de încărcări	Translaţie		Sensul rotirii cauzată de torsiunea accidentală
	Direcţie	Sens	
GF = PERM „+" VAR	gravitaţional	-	-
GSX1 = GSV „+" SX	longitudinal	⇨	↺
GSX2 = GSV „+" SX	longitudinal	⇨	↻
GSX3 = GSV „+" SX	longitudinal	⇦	↺
GSX4 = GSV „+" SX	longitudinal	⇦	↻
GSY1 = GSV „+" SY	transversal	⇧	↺
GSY2 = GSV „+" SY	transversal	⇧	↻
GSY3 = GSV „+" SY	transversal	⇩	↺
GSY4 = GSV „+" SY	transversal	⇩	↻

GF setul de acţiuni gravitaţionale (permanente şi variabile) asociate grupării fundamentale de încărcări

PERM încărcări permanente

VAR încărcări variabile

GSV setul de acţiuni gravitaţionale (permanente şi variabile) asociate acţiunii seimice

SX seism pe direcţia longitudinală

SY seism pe direcţia transversală

E 5.1.8. Dimensionarea elementelor structurale

E 5.1.8.1. Dimensionarea armăturii longitudinale a grinzilor

Momentele încovoietoare de dimensionare pentru grinzi se obţin din înfăşurătoarea combinaţiilor de încărcări.

Se prezintă doar modul de calcul pentru grinzile cadrului care preiau forţele laterale în secţiunile din zonele critice. Armarea consolelor şi a grinzilor în afara zonelor critice se face conform SR EN 1992-1-1 şi nu este prezentată explicit în acest exemplu.

M_{Ed} = momentul de proiectare din diagramele înfăşurătoare.

$h_w = 0{,}6m$ = înălţimea grinzii;

$b_w = 0{,}3m$ = lăţimea grinzii

$b_{eff} = b_c + 4h_f = 0{,}55 + 4 \cdot 0{,}15 = 1{,}15m$ – lăţimea zonei aferente de placă pentru grinzile corespunzătoare stâlpilor marginali

$b_{eff} = b_c + 6h_f = 0{,}60 + 6 \cdot 0{,}15 = 1{,}45m$ – lăţimea zonei aferente de placă pentru grinzile corespunzătoare stâlpilor interiori

b_c = lăţimea stâlpului

h_f = grosimea plăcii

h_s = distanţa între centrele de greutate ale armăturilor de la partea inferioară, $A_s^{(+,)}$ şi cele de la partea superioară, $A_s^{(-)}$

d = înălţimea utilă a secţiunii

- Armare la moment pozitiv : secţiune T dublu armată

  Deoarece $\left| M_{Ed}^{(-)} \right| > \left| M_{Ed}^{(+)} \right|$, rezultă $A_s^{(-)} > A_s^{(+)}$ şi $\lambda x < x_{lim}$

  $$\Rightarrow A_s^{nec(+)} = \frac{M_{Ed}^{(+)}}{f_{yd} \cdot h_s}$$

  Coeficientul de armare are expresia:

  $$\rho = \frac{A_s^{(+)}}{b_w \cdot d}$$

  Iar momentul capabil se calculează cu relaţia:

  $$M_{Rb}^{(+)} = A_s^{(+)} \cdot f_{yd} \cdot d$$

- Armare la moment negativ : secţiune dreptunghiulară dublu armată

  Se presupune $\lambda x < x_{lim} \Rightarrow A_s^{nec(-)} = \frac{M_{Ed}^{(-)}}{f_{yd} \cdot h_s}$

  Se calculează $\lambda x = \frac{\left(A_s^{eff\,(-)} - A_s^{eff\,(+)}\right) \cdot f_{yd}}{b_w \cdot \eta \cdot f_{cd}}$

  Dacă $\lambda x < x_{lim}$ atunci $A_s^{(-)}$ este calculată corect, iar:

$$\rho = \frac{A_s^{(-)}}{b_w \cdot d} \text{ şi } M_{Rb}^{(-)} = A_s^{(-)} \cdot f_{yd} \cdot d$$

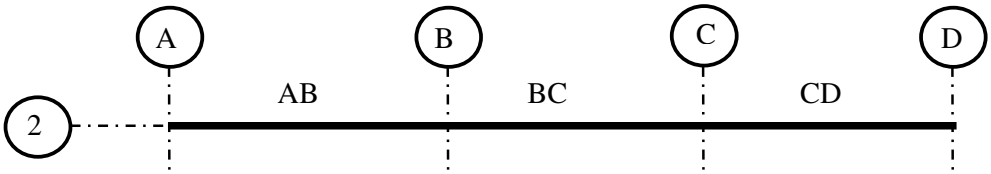
Calculul armăturii longitudinale a grinzilor pentru cele două direcţii de acţiune a cutremurului (respectiv pentru cadrele longitudinale şi transversale) se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.7 până la E 5.1.16. Deoarece structura este simetrică pe ambele direcţii este suficient să se efectueze calculul doar pentru 2 cadre longitudinale sau transversale.

La alegerea armăturii longitudinale trebuie respectate condiţiile constructive prevăzute la paragraful 5.3.4.1.2 din P100-1. Suplimentar faţă de condiţiile impuse de SR EN 1992-1-1, se recomandă dispunerea unei armături continue la partea superioară (cel puţin 25% din armătura totală), iar aria armăturii inferioare să fie cel putin 50% din armătura superioară.

Coeficientul minim de armare longitudinală care trebuie respectat pe toată lungimea grinzii este:

$$\rho_{\min} = 0{,}5 \cdot (f_{ctm} / f_{yk}) = 0{,}5 \cdot (2{,}6 / 345) = 0{,}0038$$

Armare longitudinala grinzi - cadru interior



Tabelul E 5.1.7. Momente de proiectare [kNm]

Nivel		M^{A}_{Ed}		M^{AB}_{Ed}	M^{B}_{Ed}	M^{BC}_{Ed}	M^{C}_{Ed}	M^{CD}_{Ed}	M^{D}_{Ed}	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	-91	-110		-144		-144		-110	-91
	+			35		75		35		
6	-	-64	-153		-199		-199		-153	-64
	+			53		82		53		
5	-	-64	-212		-238		-238		-212	-64
	+			105		89		105		
4	-	-64	-260		-273		-273		-260	-64
	+			151		124		151		
3	-	-64	-300		-299		-299		-300	-64
	+			188		150		188		
2	-	-64	-330		-316		-316		-330	-64
	+			216		166		216		
1	-	-64	-347		-322		-322		-347	-64
	+			241		171		241		
P	-	-64	-327		-305		-305		-327	-64
	+			234		140		234		

Tabelul E 5.1.8. Arii de armatura necesare [mm^2]

Nivel		$A^{A}_{s,nec}$		$A^{AB}_{s,nec}$	$A^{B}_{s,nec}$		$A^{BC}_{s,nec}$	$A^{C}_{s,nec}$		$A^{CD}_{s,nec}$	$A^{D}_{s,nec}$	
		stânga	dreapta								stânga	dreapta
7	-	994	737		959			959			737	994
	+		237			500			237			
6	-	701	1020		1324			1324			1020	701
	+		352			549			352			
5	-	701	1413		1587			1587			1413	701
	+		699			596			699			
4	-	700	1733		1820			1820			1733	700
	+		1005			825			1005			
3	-	699	1997		1995			1995			1997	699
	+		1252			998			1252			
2	-	698	2197		2107			2107			2197	698
	+		1442			1107			1442			
1	-	697	2313		2144			2144			2313	697
	+		1609			1139			1609			
P	-	696	2183		2031			2031			2183	696
	+		1560			932			1560			

Tabelul E 5.1.9. Alegerea armaturilor

Nivel		$A^{A}_{s,nec}$		$A^{AB}_{s,nec}$	$A^{B}_{s,nec}$		$A^{BC}_{s,nec}$	$A^{C}_{s,nec}$		$A^{CD}_{s,nec}$	$A^{D}_{s,nec}$	
		stânga	dreapta									
6 si 7	-	3ø22	3ø22		3ø22+2ø14			3ø22+2ø14			3ø22	3ø22
	+		3ø18			3ø18			3ø18			
4 si 5	-	2ø25	2ø25+2 ø22		4ø25			4ø25			2ø25+2 ø22	2ø25
	+		3ø22			3ø22			3ø22			
P, 1, 2 si 3	-	3ø25	5ø25		3ø25+2ø22			3ø25+2ø22			5ø25	3ø25
	+		2ø25+2ø22			3ø25			2ø25+2ø22			

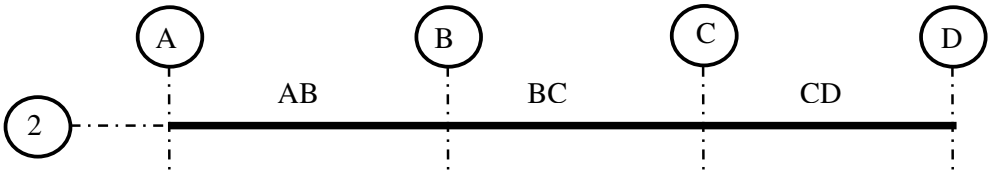
Tabelul E 5.1.10. Arii de armatura efective [mm^2]

Nivel		$A^{A}_{s,ef}$		$A^{AB}_{s,ef}$	$A^{B}_{s,ef}$		$A^{BC}_{s,ef}$	$A^{C}_{s,ef}$		$A^{CD}_{s,ef}$	$A^{D}_{s,ef}$	
		stânga	dreapta								stânga	dreapta
7	-	1140	1140		1448			1448			1140	1140
	+		763			763			763			
6	-	1140	1140		1448			1448			1140	1140
	+		763			763			763			
5	-	982	1742		1963			1963			1742	982
	+		1140			1140			1140			
4	-	982	1742		1963			1963			1742	982
	+		1140			1140			1140			
3	-	1473	2454		2233			2233			2454	1473
	+		1742			1473			1742			
2	-	1473	2454		2233			2233			2454	1473
	+		1742			1473			1742			
1	-	1473	2454		2233			2233			2454	1473
	+		1742			1473			1742			
P	-	1473	2454		2233			2233			2454	1473
	+		1742			1473			1742			

Tabelul E 5.1.11. Momente capabile [kNm]

Nivel		$M_{Rd}{}^{A}$		$M_{Rd}{}^{AB}$	$M_{Rd}{}^{B}$		M^{BC}	$M_{Rd}{}^{C}$		$M_{Rd}{}^{CD}$	$M_{Rd}{}^{D}$	
		stânga	dreapta								stânga	dreapta
7	-	105	171		217			217			171	105
	+		114			114			114			
6	-	105	171		217			217			171	105
	+		114			114			114			
5	-	90	261		294			294			261	90
	+		171			171			171			
4	-	90	261		294			294			261	90
	+		171			171			171			
3	-	135	368		335			335			368	135
	+		261			221			261			
2	-	135	368		335			335			368	135
	+		261			221			261			
1	-	135	368		335			335			368	135
	+		261			221			261			
P	-	135	368		335			335			368	135
	+		261			221			261			

Armare longitudinala grinzi - cadru exterior



Tabelul E 5.1.12. Momente de proiectare [kNm]

Nivel		M^{A}_{Ed}		M^{AB}_{Ed}	M^{B}_{Ed}	M^{BC}_{Ed}	M^{C}_{Ed}	M^{CD}_{Ed}	M^{CD}_{Ed}	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	-142	-81		-130		-130		-81	-142
	+			20		45		20		
6	-	-105	-128		-177		-177		-128	-105
	+			57		63		57		
5	-	-105	-195		-213		-213		-195	-105
	+			114		101		114		
4	-	-105	-247		-245		-245		-247	-105
	+			167		133		167		
3	-	-105	-293		-285		-285		-293	-105
	+			210		156		210		
2	-	-105	-329		-318		-318		-329	-105
	+			245		171		245		
1	-	-105	-353		-340		-340		-353	-105
	+			266		174		266		
P	-	-105	-341		-323		-323		-341	-105
	+			250		145		250		

Tabelul E 5.1.13. Arii de armatură necesare [mm^2]

Nivel		$A^{A}_{s,nec}$		$A^{AB}_{s,nec}$	$A^{B}_{s,nec}$	$A^{BC}_{s,nec}$	$A^{C}_{s,nec}$	$A^{CD}_{s,nec}$	$A^{D}_{s,nec}$	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
7	-	1546	538		868		868		538	1546
	+		132		302		132			
6	-	1142	850		1181		1181		850	1142
	+		380		423		380			
5	-	1141	1298		1421		1421		1298	1141
	+		757		674		757			
4	-	1142	1648		1634		1634		1648	1142
	+		1112		884		1112			
3	-	1142	1951		1897		1897		1951	1142
	+		1401		1041		1401			
2	-	1142	2194		2118		2118		2194	1142
	+		1630		1138		1630			
1	-	1143	2354		2265		2265		2354	1143
	+		1777		1161		1777			
P	-	1143	2273		2153		2153		2273	1143
	+		1669		964		1669			

Tabelul E 5.1.14. Alegerea armaturilor

Nivel		$A^{A}_{s,nec}$		$A^{AB}_{s,nec}$	$A^{B}_{s,nec}$	$A^{BC}_{s,nec}$	$A^{C}_{s,nec}$	$A^{CD}_{s,nec}$	$A^{D}_{s,nec}$	
		stânga	dreapta						stânga	dreapta
6 si 7	-	4ø22+ 1ø14	2ø22+ 1ø14		3ø22		3ø22		2ø22+ 1ø14	4ø22+ 1ø14
	+		2ø18+1ø14		2ø18+1ø14		2ø18+1ø14			
4 si 5	-	2ø25+2 ø22	2ø25+2 ø22		2ø25+2ø22		2ø25+2ø22		2ø25+2 ø22	2ø25+2 ø22
	+		3ø22		2ø22+ 1ø14		3ø22			
P, 1, 2 si 3	-	3ø25	5ø25		3ø25+2ø22		3ø25+2ø22		5ø25	3ø25
	+		2ø25+2ø22		2ø25+1ø22		2ø25+2ø22			

Tabelul E 5.1.15. Arii de armatura efective [mm^2]

Nivel		$A^{A}_{s,ef}$		$A^{AB}_{s,ef}$	$A^{B}_{s,ef}$		$A^{BC}_{s,ef}$	$A^{C}_{s,ef}$		$A^{CD}_{s,ef}$	$A^{D}_{s,ef}$	
		stânga	dreapta								stânga	dreapta
7	-	1674	914		1140			1140			914	1674
	+		663			663			663			
6	-	1674	914		1140			1140			914	1674
	+		663			663			663			
5	-	1742	1742		1742			1742			1742	1742
	+		1140			914			1140			
4	-	1742	1742		1742			1742			1742	1742
	+		1140			914			1140			
3	-	1473	2454		2233			2233			2454	1473
	+		1742			1362			1742			
2	-	1473	2454		2233			2233			2454	1473
	+		1742			1362			1742			
1	-	1473	2454		2233			2233			2454	1473
	+		1742			1362			1742			
P	-	1473	2454		2233			2233			2454	1473
	+		1742			1362			1742			

Tabelul E 5.1.16. Momente capabile [kNm]

Nivel		$M_{Rd}{}^{A}$		$M_{Rd}{}^{AB}$	$M_{Rd}{}^{B}$		M^{BC}	$M_{Rd}{}^{C}$		$M_{Rd}{}^{CD}$	$M_{Rd}{}^{D}$	
		stânga	dreapta								stânga	dreapta
7	-	154	137		171			171			137	154
	+		99			99			99			
6	-	154	137		171			171			137	154
	+		99			99			99			
5	-	160	261		261			261			261	160
	+		171			137			171			
4	-	160	261		261			261			261	160
	+		171			137			171			
3	-	135	368		335			335			368	135
	+		261			204			261			
2	-	135	368		335			335			368	135
	+		261			204			261			
1	-	135	368		335			335			368	135
	+		261			204			261			
P	-	135	368		335			335			368	135
	+		261			204			261			

E 5.1.8.2. Dimensionarea armăturii transversale a grinzilor

Forţele tăietoare de proiectare în grinzi se determină din echilibrul fiecărei deschideri sub încărcarea gravitaţională din gruparea seismică şi momentele de la extremităţile grinzii, corespunzătoare fiecărui sens de acţiune, la formarea articulaţiei plastice în grinzi sau în elementele verticale conectate în nod.

La fiecare secţiune de capăt, se calculează 2 valori ale forţelor tăietoare de proiectare, maximă ($V_{Ed,max}$) şi minimă ($V_{Ed,min}$), corespunzând valorilor maxime ale momentelor pozitive şi negative ($M_{db,i}$) care se dezvoltă la cele 2 extremităţi i = 1 şi i = 2 ale grinzii:

$$M_{db,i} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i}\, min\left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

unde,

$M_{Rb,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea *i*, în sensul momentului asociat sensului de acţiune a forţelor;

γ_{Rd} factorul de suprarezistenţă datorat efectului de consolidare al oţelului, $\gamma_{Rd} = 1{,}2$

$\sum M_{Rc}$ şi $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor şi grinzilor care întră în nodul învecinat secţiunii de calcul; valoarea $\sum M_{Rc}$ trebuie să corespundă forţei axiale din stâlp în situaţia asociată sensului considerat al acţiunii seismice obţinute în situaţia seismică de proiectare.

În plus faţă de versiunea anterioară a codului, modul de dimensionare la forţă tăietoare şi de armare transversală a zonelor critice se stabileşte funcţie de valoarea algebrică a raportului între forţa tăietoare minimă şi cea maximă, $\zeta = V_{Ed\,min} / V_{Ed\,max}$, în secţiunea de calcul.

Dacă:

$$\zeta < -0{,}5 \text{ şi } |V_{Ed}|_{\max} > (2+\zeta) b_w d f_{ctd}$$

atunci jumătate din valoarea forţei tăietoare de dimensionare se preia prin etrieri perpendiculari pe axa grinzii, iar cealaltă jumătate prin armături înclinate dispuse pe două direcţii înclinate cu ±45° faţă de axa grinzii.

$$|V_{Ed}|_{\max} = \max(|V_{Ed\,\min}|, |V_{Ed\,\max}|)$$

În cazul structurii analizate nu a fost nevoie de armătură înclinată pentru preluarea forţei tăietoare în nicio secţiune a grinzilor.

Algoritm de calcul

Pentru structuri obişnuite (grinzi slabe – stâlpi tari), cum este şi cazul de faţă, raportul $\Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}$ este supraunitar, iar momentele maxime ce pot să apară la extremităţile grinzii se pot calcula cu relaţiile:

$$M_{db,1} = \gamma_{Rd} M_{Rb,1} = \gamma_{Rd} \cdot A_s^{eff\,(+)} \cdot f_{yd} \cdot h_s$$

$$M_{db,2} = \gamma_{Rd} M_{Rb,2} = \gamma_{Rd} \cdot A_s^{eff\,(-)} \cdot f_{yd} \cdot h_s$$

Se determină valorile forţelor tăietoare minime şi maxime:

$$V_{Ed,\max} = \frac{M_{db,1} + M_{db,2}}{l_{cl}} + \frac{q_{eq}^{GS} \cdot l_{cl}}{2}$$

$$V_{Ed,\min} = -\frac{M_{db,1} + M_{db,2}}{l_{cl}} + \frac{q_{eq}^{GS} \cdot l_{cl}}{2}$$

unde,

l_{cl} deschiderea liberă a grinzii

q_{eq}^{GS} încărcarea echivalentă uniform distribuită pe grindă corespunzătoare încărcărilor gravitaţionale din combinaţia seismică

Valoarea de proiectare a forţei tăietoare în secţiunea considerată se ia:

$$V_{Ed} = \max(|V_{Ed\min}|, |V_{Ed\max}|)$$

Calculul se efectuează conform SR EN 1992-1-1 considerând înclinarea diagonalelor comprimate în modelul de grindă cu zăbrele de 45°.

Se verifică rezistenţa bielelor comprimate cu expresia:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{ctg(\theta) + tg(\theta)}$$

unde,

α_{cw} coeficient ce ţine seama de starea de efort în fibra comprimată; $\alpha_{cw} = 1$ pentru structuri fără precomprimare

z braţul de pârghie al forţelor interne; $z = 0{,}9d$

ν_1 coeficient de reducere a rezistenţei betonului fisurat la forţă tăietoare; $\nu_1 = 0{,}6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0{,}54$

θ unghiul între biela comprimată şi axul grinzii; $\theta = 45^o$

Dacă inegalitatea de mai sus este verificată se determină aria secţiunilor pentru forţă tăietoare cu expresia:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)^{nec} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot ctg(\theta)}$$

unde,

A_{sw} aria secţiunilor armăturilor pentru forţă tăietoare ale unui rând de etrieri

s distanţa între rândurile de etrieri

În zonele critice de la extremităţile grinzilor cu lungimea $l_{cr} = 1{,}5h_w$, măsurate de la faţa stâlpilor, precum şi zonele cu această lungime, situate de o parte şi de alta a unei secţiuni din câmpul grinzii, unde poate interveni curgerea în cazul combinaţiei seismice de proiectare, distanţa maximă între rândurile de etrieri este egală cu:

$s_{max} = min\ \{h_w/4;\ 150mm;\ 8d_{bL}\}$

unde,

d_{bL} diametrul minim al armăturilor longitudinale.

Diametrul minim al etrierilor este de 6 mm.

Calculul armăturii transversale a grinzilor pentru cele două direcţii de acţiune a cutremurului (respectiv pentru cadrele longitudinale şi transversale) se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.17 până la E 5.1.22.

Tabelul E 5.1.17. Alegerea modului de armare - cadru interior; fortele taietoare sunt exprimate in [kN]

Nivel		V_A		V_B		V_C		V_D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
7	V_{GS}		49	-49	68	-68	49	-49	
	V_S +		89		73		77		
	V_S -		77		73		89		
	V_{Edmin}	65	-40	28	-5	5	-28	40	65
	V_{Edmax}	65	126	-139	141	-141	139	-126	65
	ζ		-0.32	-0.20	-0.03	-0.03	-0.20	-0.32	
6	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V_S +		89		73		77		
	V_S -		77		73		89		
	V_{Edmin}	45	-37	25	-13	13	-25	37	45
	V_{Edmax}	45	129	-142	133	-133	142	-129	45
	ζ		-0.29	-0.17	-0.10	-0.10	-0.17	-0.29	
5	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V_S +		126		102		117		
	V_S -		117		102		126		
	V_{Edmin}	45	-73	64	-43	43	-64	73	45
	V_{Edmax}	45	169	-178	162	-162	178	-169	45
	ζ		-0.43	-0.36	-0.26	-0.26	-0.36	-0.43	

Nivel		V_A		V_B		V_C		V_D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
4	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V_S +		126		102		117		
	V_S -		117		102		126		
	V_{Edmin}	45	-73	64	-43	43	-64	73	45
	V_{Edmax}	45	169	-178	162	-162	178	-169	45
	ζ		-0.43	-0.36	-0.26	-0.26	-0.36	-0.43	
3	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V_S +		161		122		170		
	V_S -		170		122		161		
	V_{Edmin}	45	-108	117	-63	63	-117	108	45
	V_{Edmax}	45	222	-213	182	-182	213	-222	45
	ζ		-0.49	-0.55	-0.34	-0.34	-0.55	-0.49	
2	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V_S +		161		122		170		
	V_S -		170		122		161		
	V_{Edmin}	45	-108	117	-63	63	-117	108	45
	V_{Edmax}	45	222	-213	182	-182	213	-222	45
	ζ		-0.49	-0.55	-0.34	-0.34	-0.55	-0.49	
1	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V_S +		161		122		170		
	V_S -		170		122		161		
	V_{Edmin}	45	-108	117	-63	63	-117	108	45
	V_{Edmax}	45	222	-213	182	-182	213	-222	45
	ζ		-0.49	-0.55	-0.34	-0.34	-0.55	-0.49	
P	V_{GS}		52	-52	60	-60	52	-52	
	V_S +		161		122		170		
	V_S -		170		122		161		
	V_{Edmin}	45	-108	117	-63	63	-117	108	45
	V_{Edmax}	45	222	-213	182	-182	213	-222	45
	ζ		-0.49	-0.55	-0.34	-0.34	-0.55	-0.49	

Tabelul E 5.1.18. Forte taietoare de proiectare - cadru interior [kN]

Nivel	$V_{Ed,A}$		$V_{Ed,B}$		$V_{Ed,C}$		$V_{Ed,D}$	
	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
7	65	126	139	141	141	139	126	65
6	45	129	142	133	133	142	129	45
5	45	169	178	162	162	178	169	45
4	45	169	178	162	162	178	169	45
3	45	222	213	182	182	213	222	45
2	45	222	213	182	182	213	222	45
1	45	222	213	182	182	213	222	45
P	45	222	213	182	182	213	222	45

Tabelul E 5.1.19. Alegerea armaturilor - cadru interior

Nivel		A		B		C		D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
7	V_{Ed}	65	126	139	141	141	139	126	65
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	4.3	7.3	7.6	7.7	7.7	7.6	7.3	4.3
	Ø	6	8	8	8	8	8	8	6
6	V_{Ed}	45	129	142	133	133	142	129	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	3.6	7.3	7.7	7.4	7.4	7.7	7.3	3.6
	Ø	6	8	8	8	8	8	8	6
5	V_{Ed}	45	169	178	162	162	178	169	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	3.6	8.4	8.6	8.2	8.2	8.6	8.4	0.0
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6
4	V_{Ed}	45	169	178	162	162	178	169	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	3.6	8.4	8.6	8.2	8.2	8.6	8.4	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6
3	V_{Ed}	45	222	213	182	182	213	222	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	3.6	9.6	9.4	8.7	8.7	9.4	9.6	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6

Nivel		A		B		C		D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
2	V_{Ed}	45	222	213	182	182	213	222	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	3.6	9.6	9.4	8.7	8.7	9.4	9.6	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6
1	V_{Ed}	45	222	213	182	182	213	222	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	3.6	9.6	9.4	8.7	8.7	9.4	9.6	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6
P	V_{Ed}	45	222	213	182	182	213	222	45
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	3.6	9.6	9.4	8.7	8.7	9.4	9.6	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6

Tabelul E 5.1.20. Alegerea modului de armare - cadru exterior; fortele taietoare sunt exprimate in [kN]

Nivel		V_A		V_B		V_C		V_D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
7	V_{GS}		42	-42	54	-54	42	-42	
	V_S +		73		60		64		
	V_S -		64		60		73		
	V_{Edmin}	106	-31	22	-6	6	-22	31	106
	V_{Edmax}	106	105	-114	113	-113	114	-105	106
	ζ		-0.30	-0.19	-0.05	-0.05	-0.19	-0.30	
6	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	V_S +		73		60		64		
	V_S -		64		60		73		
	V_{Edmin}	84	-18	9	-14	14	-9	18	84
	V_{Edmax}	84	119	-128	105	-105	128	-119	84
	ζ		-0.15	-0.07	-0.14	-0.14	-0.07	-0.15	

Nivel		V_A		V_B		V_C		V_D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
5	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	V_S +		117		88		117		
	V_S -		117		88		117		
	V_{Edmin}	84	-62	62	-42	42	-62	62	84
	V_{Edmax}	84	172	-172	133	-133	172	-172	84
	ζ		-0.36	-0.36	-0.32	-0.32	-0.36	-0.36	
4	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	V_S +		117		88		117		
	V_S -		117		88		117		
	V_{Edmin}	84	-62	62	-42	42	-62	62	84
	V_{Edmax}	84	172	-172	133	-133	172	-172	84
	ζ		-0.36	-0.36	-0.32	-0.32	-0.36	-0.36	
3	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	V_S +		161		119		170		
	V_S -		170		119		161		
	V_{Edmin}	84	-106	115	-73	73	-115	106	84
	V_{Edmax}	84	225	-216	164	-164	216	-225	84
	ζ		-0.47	-0.53	-0.45	-0.45	-0.53	-0.47	
2	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	V_S +		161		119		170		
	V_S -		170		119		161		
	V_{min}	84	-106	115	-73	73	-115	106	84
	V_{max}	84	225	-216	164	-164	216	-225	84
	ξ		-0.47	-0.53	-0.45	-0.45	-0.53	-0.47	
1	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	V_S +		161		119		170		
	V_S -		170		119		161		
	V_{min}	84	-106	115	-73	73	-115	106	84
	V_{max}	84	225	-216	164	-164	216	-225	84
	ξ		-0.47	-0.53	-0.45	-0.45	-0.53	-0.47	
P	V_{GS}		55	-55	45	-45	55	-55	
	V_S +		161		119		170		
	V_S -		170		119		161		
	V_{min}	84	-106	115	-73	73	-115	106	84
	V_{max}	84	225	-216	164	-164	216	-225	84
	ξ		-0.47	-0.53	-0.45	-0.45	-0.53	-0.47	

Tabelul E 5.1.21. Forte taietoare de proiectare - cadru exterior [kN]

Nivel	$V_{Ed,A}$		$V_{Ed,B}$		$V_{Ed,C}$		$V_{Ed,D}$	
	stanga	dreapta	stanga	dreapta		stanga	dreapta	stanga
7	106	105	114	113	113	114	105	106
6	84	119	128	105	105	128	119	84
5	84	172	172	133	133	172	172	84
4	84	172	172	133	133	172	172	84
3	84	225	216	164	164	216	225	84
2	84	225	216	164	164	216	225	84
1	84	225	216	164	164	216	225	84
P	84	225	216	164	164	216	225	84

Tabelul E 5.1.22. Alegerea armaturilor - cadru exterior

Nivel		A		B		C		D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
7	V_{Ed}	106	105	114	113	113	114	105	106
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	5.4	6.6	6.9	6.9	6.9	6.9	6.6	5.4
	Ø	6	8	8	8	8	8	8	6
6	V_{Ed}	84	119	128	105	105	128	119	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	4.9	7.0	7.3	6.6	6.6	7.3	7.0	4.9
	Ø	6	8	8	8	8	8	8	6
5	V_{Ed}	84	172	172	133	133	172	172	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	4.9	8.5	8.5	7.5	7.5	8.5	8.5	0.0
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6
4	V_{Ed}	84	172	172	133	133	172	172	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	4.9	8.5	8.5	7.5	7.5	8.5	8.5	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6
3	V_{Ed}	84	225	216	164	164	216	225	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	4.9	9.7	9.5	8.3	8.3	9.5	9.7	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6

Nivel		A		B		C		D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
2	V_{Ed}	84	225	216	164	164	216	225	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	4.9	9.7	9.5	8.3	8.3	9.5	9.7	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6

Tabelul E 5.1.22. (continuare)

Nivel		A		B		C		D	
		stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta	stanga	dreapta
1	V_{Ed}	84	225	216	164	164	216	225	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	4.9	9.7	9.5	8.3	8.3	9.5	9.7	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6
P	V_{Ed}	84	225	216	164	164	216	225	84
	θ	22	45	45	45	45	45	45	22
	$V_{Rd,max}$	287	686	686	686	686	686	686	287
	s	100	100	100	100	100	100	100	100
	$Ø_{nec}$	4.9	9.7	9.5	8.3	8.3	9.5	9.7	5.3
	Ø	6	10	10	10	10	10	10	6

E 5.1.8.3. Dimensionarea armăturii longitudinale a stâlpilor

Valorile momentelor încovoietoare şi a forţelor axiale pentru dimensionarea stâlpilor se determină pornind de la eforturile maxime determinate din calculul structural sub acţiunea forţelor laterale şi verticale, considerând efectele de ordinul 2. Valorile de calcul ale momentelor încovoietoare se stabilesc respectând regulile ierarhizării capacităţilor de rezistenţă, astfel încât să se obţină un mecanism favorabil de disipare a energiei induse de seism, cu articulaţii plastice în grinzi. Pentru a minimiza riscul pierderii stabilităţii la acţiunea forţelor gravitaţionale se evită, prin proiectare, apariţia articulaţiilor plastice în stâlpi (cu excepţia bazei şi eventual a ultimului nivel) prin amplificarea momentelor rezultate din calculul sub acţiunea forţelor laterale şi verticale. În acest exemplu de calcul, amplificarea momentelor în secţiunile stâlpilor s-a făcut cu un coeficient care ţine seama de suprarezistenţa globală a grinzilor de la nivelul considerat. Se evită astfel apariţia mecanismului de nivel caracterizat prin articularea generală a stâlpilor de pe acelaşi nivel.

Algoritm de calcul

Forţa axială de proiectare din stâlpi, N_{Ed}, se determină din calculul static, în combinaţia seismică considerată.

Se determină momentele încovoietoare de proiectare cu relaţia:

$$M_{Edc} = 1{,}2\gamma_{Rd} M'_{Edc} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M'_{Edb}}$$

unde,

M'_{Edc} momentul în stâlp rezultat din calculul structural sub încărcări seismice de proiectare

$\sum M_{Rb}$ suma momentelor capabile în secţiunile care se plastifică, ale unei grinzi în ansamblu, la un anumit nivel, calculate pentru un singur sens de rotire, corespunzător sensului acţiunii seismice

$\sum M'_{Edb}$ suma algebrică a momentelor rezultate din calculul structural sub încărcări seismice de proiectare în secţiunile care se plastifică, pentru o grindă în ansamblu, la un anumit nivel.

γ_{Rd} factorul de suprarezistenţă datorat efectului de consolidare al oţelului; pentru clasa de ductilitate H, $\gamma_{Rd} = 1{,}3$

Se determină aria de armătură longitudinală necesară:

$$\lambda x = \frac{N_{Ed}}{b_c \cdot \eta \cdot f_{cd}}$$

$$A_s^{nec} = \frac{M_{Edc} - \frac{N_{Ed} \cdot h_s}{2}}{f_{yd} \cdot h_s}, \text{ dacă } \lambda x < x_{\lim}$$

$$A_s^{nec} = \frac{M_{Edc} + \frac{N_{Ed} \cdot h_s}{2} - b_c \cdot \lambda x \cdot f_{cd}\left(d - \frac{\lambda x}{2}\right)}{f_{yd} \cdot h_s}, \text{ dacă } \lambda x \geq x_{\lim}$$

unde,

b_c latura stâlpului

Se verifică coeficientul de armare total:

$$0{,}01 \leq \rho = \frac{A_s^{eff}}{b_c \cdot d} \leq 0{,}04$$

Calculul armăturii longitudinale a stâlpilor se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.23 până la E 5.1.48.

Armare longitudinală stâlpi - cadru interior

Tabelul E 5.1.23. Suma momentelor rezultate din calcul static în grinzi, sens pozitiv [kNm]

Nivel	$M'_{Ed}{}^{AB}$		$M'_{Ed}{}^{BC}$		$M'_{Ed}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Ed}$ +
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	-31	51	10	144	-2	101	273
6	25	106	49	199	53	153	584
5	83	162	89	238	105	212	889
4	135	211	124	273	151	260	1154
3	179	253	150	299	188	300	1369
2	216	288	166	316	216	330	1532
1	241	313	171	322	234	347	1628
P	234	305	140	290	212	327	1509

Tabelul E 5.1.24. Suma momentelor rezultate din calcul static în grinzi, sens negativ [kNm]

Nivel	$M'_{Ed}{}^{AB}$		$M'_{Ed}{}^{BC}$		$M'_{Ed}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Ed}$ -
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	stânga	
7	101	-2	144	10	51	-31	273
6	153	53	199	49	106	25	584
5	212	105	238	89	162	83	889
4	260	151	273	124	211	135	1154
3	300	188	299	150	253	179	1369
2	330	216	316	166	288	216	1532
1	347	234	322	171	313	241	1628
P	327	212	290	140	305	234	1509

Tabelul E 5.1.25. Suma momentelor capabile în grinzi asociate sensului pozitiv [kNm]

Nivel	$M'_{Rd}{}^{AB}$		$M'_{Rd}{}^{BC}$		$M'_{Rd}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Rd}$ +
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	stânga	
7	114	217	114	217	114	171	949
6	114	217	114	217	114	171	949
5	171	294	171	294	171	261	1363
4	171	294	171	294	171	261	1363
3	261	335	221	335	261	368	1782
2	261	335	221	335	261	368	1782
1	261	335	221	335	261	368	1782
P	261	335	221	335	261	368	1782

Tabelul E 5.1.26. Suma momentelor capabile în grinzi asociate sensului negativ [kNm]

Nivel	$M'_{Rd}{}^{AB}$		$M'_{Rd}{}^{BC}$		$M'_{Rd}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Rd}$ –
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	stânga	
7	171	114	217	114	217	114	949
6	171	114	217	114	217	114	949
5	261	171	294	171	294	171	1363
4	261	171	294	171	294	171	1363
3	368	261	335	221	335	261	1782
2	368	261	335	221	335	261	1782
1	368	261	335	221	335	261	1782
P	368	261	335	221	335	261	1782

Tabelul E 5.1.27. Suprarezistenţa grinzilor

Nivel	Ω +	Ω -
	sens pozitiv	sens negativ
7	3.48	3.48
6	1.62	1.62
5	1.53	1.53
4	1.18	1.18
3	1.30	1.30
2	1.16	1.16
1	1.09	1.09
P	1.18	1.18

Tabelul E 5.1.28. Eforturi de proiectare Stâlp ax A [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	Ω +	M_{Ed}	Ω -	M_{Ed}
7	sus	-196	-26	-221	33	1	41	1	51
	jos	-214	-5	-239	-14	1.62	12	1.62	36
6	sus	-390	-50	-492	85	1.62	127	1.62	215
	jos	-409	22	-510	-53	1.53	54	1.53	127
5	sus	-556	-75	-787	101	1.53	179	1.53	242
	jos	-575	51	-805	-77	1.18	94	1.18	143
4	sus	-698	-93	-1105	120	1.18	172	1.18	221
	jos	-717	76	-1123	-101	1.30	153	1.30	205
3	sus	-820	-109	-1441	132	1.30	221	1.30	269
	jos	-838	97	-1459	-120	1.16	176	1.16	217
2	sus	-923	-120	-1790	141	1.16	218	1.16	256
	jos	-941	117	-1809	-137	1.09	200	1.09	233
1	sus	-1014	-123	-2148	140	1.09	210	1.09	239
	jos	-1032	137	-2166	-153	1.18	253	1.18	282
P	sus	-1107	-80	-2496	91	1.18	148	1.18	168
	jos	-1125	237	-2514	-243	1	369	1	379

Tabelul E 5.1.29. Eforturi de proiectare Stâlp ax B [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	Ω +	M_{Ed}	Ω -	M_{Ed}
7	sus	-215	-47	-240	112	1	74	1	175
	jos	-233	26	-259	-80	1.62	67	1.62	202
6	sus	-472	-100	-508	138	1.62	253	1.62	350
	jos	-490	76	-526	-117	1.53	181	1.53	279
5	sus	-740	-138	-767	182	1.53	329	1.53	434
	jos	-758	119	-785	-161	1.18	219	1.18	297
4	sus	-1018	-170	-1018	211	1.18	314	1.18	389
	jos	-1036	156	-1036	-196	1.30	316	1.30	398
3	sus	-1306	-195	-1263	234	1.30	397	1.30	476
	jos	-1324	186	-1282	-224	1.16	337	1.16	406
2	sus	-1605	-213	-1504	249	1.16	386	1.16	451
	jos	-1624	209	-1522	-244	1.09	357	1.09	416
1	sus	-1915	-216	-1741	249	1.09	369	1.09	425
	jos	-1933	232	-1759	-265	1.18	428	1.18	489
P	sus	-2235	-153	-1979	179	1.18	283	1.18	330
	jos	-2253	280	-1997	-295	1	437	1	460

Tabelul E 5.1.30. Eforturi de proiectare Stâlp ax C [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	Ω +	M_{Ed}	Ω -	M_{Ed}
7	sus	-240	-112	-215	47	1	175	1	74
	jos	-259	80	-233	-26	1.62	202	1.62	67
6	sus	-508	-138	-472	100	1.62	350	1.62	253
	jos	-526	117	-490	-76	1.53	279	1.53	181
5	sus	-767	-182	-740	138	1.53	434	1.53	329
	jos	-785	161	-758	-119	1.18	297	1.18	219
4	sus	-1018	-211	-1018	170	1.18	389	1.18	314
	jos	-1036	196	-1036	-156	1.30	398	1.30	316
3	sus	-1263	-234	-1306	195	1.30	476	1.30	397
	jos	-1282	224	-1324	-186	1.16	406	1.16	337
2	sus	-1504	-249	-1605	213	1.16	451	1.16	386
	jos	-1522	244	-1624	-209	1.09	416	1.09	357
1	sus	-1741	-249	-1915	216	1.09	425	1.09	369
	jos	-1759	265	-1933	-232	1.18	489	1.18	428
P	sus	-1979	-179	-2235	153	1.18	330	1.18	283
	jos	-1997	295	-2253	-280	1	460	1	437

Tabelul E 5.1.31. Eforturi de proiectare Stâlp ax D [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	Ω +	M_{Ed}	Ω -	M_{Ed}
7	sus	-221	-33	-196	26	1	51	1	41
	jos	-239	14	-214	5	1.62	36	1.62	12
6	sus	-492	-85	-390	50	1.62	215	1.62	127
	jos	-510	53	-409	-22	1.53	127	1.53	54
5	sus	-787	-101	-556	75	1.53	242	1.53	179
	jos	-805	77	-575	-51	1.18	143	1.18	94
4	sus	-1105	-120	-698	93	1.18	221	1.18	172
	jos	-1123	101	-717	-76	1.30	205	1.30	153
3	sus	-1441	-132	-820	109	1.30	269	1.30	221
	jos	-1459	120	-838	-97	1.16	217	1.16	176
2	sus	-1790	-141	-923	120	1.16	256	1.16	218
	jos	-1809	137	-941	-117	1.09	233	1.09	200
1	sus	-2148	-140	-1014	123	1.09	239	1.09	210
	jos	-2166	153	-1032	-137	1.18	282	1.18	253
P	sus	-221	-33	-196	26	1	51	1	41
	jos	-239	14	-214	5	1.62	36	1.62	12

Tabelul E 5.1.32. Stâlp ax A

Nivel		sens pozitiv			sens negativ			$A_{s,min}$	A_{nec}	Armare	A_{eff}	M+	M-
		N_{Ed}	M_{Ed}	$A_{s,nec}$	N_{Ed}	M_{Ed}	$A_{s,nec}$						
		[kN]	[kNm]	[mm^2]	[kN]	[kNm]	[mm^2]	[mm^2]	[mm^2]		[mm^2]	[kNm]	[kNm]
7	sus	196	41	0	221	51	0	935	935	4ø18	1018	190	195
	jos	214	12	0	239	36	0		935	4ø18	1018	194	200
6	sus	390	127	253	492	215	704		935	4ø18	1018	235	259
	jos	409	54	0	510	127	54		935	4ø18	1018	240	263
5	sus	556	179	344	787	242	417		935	4ø18	1018	274	326
	jos	575	94	0	805	143	0		935	4ø18	1018	279	330
4	sus	698	172	58	1105	221	0		935	4ø18	1018	308	381
	jos	717	153	0	1123	205	0		935	4ø18	1018	312	384
3	sus	820	221	231	1441	269	0		935	4ø18	1018	332	427
	jos	838	176	0	1459	217	0		935	4ø18	1018	336	429
2	sus	923	218	78	1790	256	0		935	4ø18	1018	351	461
	jos	941	200	0	1809	233	0		935	4ø18	1018	354	462
1	sus	1014	210	0	2148	239	0		935	4ø18	1018	366	483
	jos	1032	253	192	2166	282	0		935	4ø18	1018	369	483
P	sus	1107	148	0	2496	168	0		935	4ø18	1018	381	490
	jos	1125	369	913	2514	379	232		935	4ø18	1018	384	490

Tabelul E 5.1.33. Stâlp ax B

Nivel		sens pozitiv			sens negativ			$A_{s,min}$	A_{nec}	Armare	A_{eff}	M+	M-
		N_{Ed}	M_{Ed}	$A_{s,nec}$	N_{Ed}	M_{Ed}	$A_{s,nec}$						
		[kN]	[kNm]	[mm^2]	[kN]	[kNm]	[mm^2]	[mm^2]	[mm^2]		[mm^2]	[kNm]	[kNm]
7	sus	215	74	164	240	175	840	935	935	4ø18	1018	194	200
	jos	233	67	87	259	202	1002		1002	4ø18	1018	198	204
6	sus	472	253	1006	508	350	1638		1638	4ø25	1963	388	396
	jos	490	181	467	526	279	1103		1103	4ø25	1963	392	400
5	sus	740	329	1105	767	434	1813		1813	4ø25	1963	450	456
	jos	758	219	295	785	297	817		935	4ø25	1963	454	459
4	sus	1018	314	644	1018	389	1176		1176	4ø20	1256	400	401
	jos	1036	316	636	1036	398	1216		1216	4ø20	1256	403	403
3	sus	1306	397	928	1263	476	1530		1530	4ø25	1963	543	537
	jos	1324	337	486	1282	406	1018		1018	4ø25	1963	545	540
2	sus	1605	386	601	1504	451	1139		1139	4ø20	1256	478	467
	jos	1624	357	387	1522	416	879		935	4ø20	1256	480	469
1	sus	1915	369	302	1741	425	793		935	4ø20	1256	504	491
	jos	1933	428	708	1759	489	1234		1234	4ø20	1256	505	492
P	sus	2235	283	0	1979	330	0		935	4ø20	1256	519	508
	jos	2253	437	668	1997	460	914		935	4ø20	1256	520	509

Tabelul E 5.1.34. Stâlp ax C

Nivel		sens pozitiv			sens negativ			$A_{s,min}$	A_{nec}	Armare	A_{eff}	M+	M-
		N_{Ed}	M_{Ed}	$A_{s,nec}$	N_{Ed}	M_{Ed}	$A_{s,nec}$						
		[kN]	[kNm]	[mm^2]	[kN]	[kNm]	[mm^2]	[mm^2]	[mm^2]		[mm^2]	[kNm]	[kNm]
7	sus	240	175	840	215	74	164	935	935	4ø18	1018	200	194
	jos	259	202	1002	233	67	87		1002	4ø18	1018	204	198
6	sus	508	350	1638	472	253	1006		1638	4ø25	1963	396	388
	jos	526	279	1103	490	181	467		1103	4ø25	1963	400	392
5	sus	767	434	1813	740	329	1105		1813	4ø25	1963	456	450
	jos	785	297	817	758	219	295		935	4ø25	1963	459	454
4	sus	1018	389	1176	1018	314	644		1176	4ø20	1256	401	400
	jos	1036	398	1216	1036	316	636		1216	4ø20	1256	403	403
3	sus	1263	476	1530	1306	397	928		1530	4ø25	1963	537	543
	jos	1282	406	1018	1324	337	486		1018	4ø25	1963	540	545
2	sus	1504	451	1139	1605	386	601		1139	4ø20	1256	467	478
	jos	1522	416	879	1624	357	387		935	4ø20	1256	469	480
1	sus	1741	425	793	1915	369	302		935	4ø20	1256	491	504
	jos	1759	489	1234	1933	428	708		1234	4ø20	1256	492	505
P	sus	1979	330	0	2235	283	0		935	4ø20	1256	508	519
	jos	1997	460	914	2253	437	668		935	4ø20	1256	509	520

Tabelul E 5.1.34. Stâlp ax D

Nivel		sens pozitiv			sens negativ			$A_{s,min}$	A_{nec}	Armare	A_{eff}	M+	M-
		N_{Ed}	M_{Ed}	$A_{s,nec}$	N_{Ed}	M_{Ed}	$A_{s,nec}$						
		[kN]	[kNm]	[mm^2]	[kN]	[kNm]	[mm^2]	[mm^2]	[mm^2]		[mm^2]	[kNm]	[kNm]
7	sus	221	51	0	196	41	0	935	935	4ø18	1018	195	190
	jos	239	36	0	214	12	0		935	4ø18	1018	200	194
6	sus	492	215	704	390	127	253		935	4ø18	1018	259	235
	jos	510	127	54	409	54	0		935	4ø18	1018	263	240
5	sus	787	242	417	556	179	344		935	4ø18	1018	326	274
	jos	805	143	0	575	94	0		935	4ø18	1018	330	279
4	sus	1105	221	0	698	172	58		935	4ø18	1018	381	308
	jos	1123	205	0	717	153	0		935	4ø18	1018	384	312
3	sus	1441	269	0	820	221	231		935	4ø18	1018	427	332
	jos	1459	217	0	838	176	0		935	4ø18	1018	429	336
2	sus	1790	256	0	923	218	78		935	4ø18	1018	461	351
	jos	1809	233	0	941	200	0		935	4ø18	1018	462	354
1	sus	2148	239	0	1014	210	0		935	4ø18	1018	483	366
	jos	2166	282	0	1032	253	192		935	4ø18	1018	483	369
P	sus	2496	168	0	1107	148	0		935	4ø18	1018	490	381
	jos	2514	379	232	1125	369	913		935	4ø18	1018	490	384

Armare longitudinală stâlpi - cadru exterior

Tabelul E 5.1.36. Suma momentelor rezultate din calcul static în grinzi, sens pozitiv [kNm]

Nivel	$M'_{Ed}{}^{AB}$		$M'_{Ed}{}^{BC}$		$M'_{Ed}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Ed}+$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	-10	63	26	130	-13	81	276
6	57	137	63	177	30	128	592
5	114	193	101	213	89	195	905
4	167	243	133	245	140	247	1175
3	210	285	156	268	184	293	1396
2	245	318	171	283	219	329	1564
1	266	340	174	286	243	353	1663
P	250	323	145	256	229	341	1544

Tabelul E 5.1.37. Suma momentelor rezultate din calcul static în grinzi, sens negativ [kNm]

Nivel	$M'_{Ed}{}^{AB}$		$M'_{Ed}{}^{BC}$		$M'_{Ed}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Ed}+$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	81	-13	130	26	63	-10	276
6	128	30	177	63	137	57	592
5	195	89	213	101	193	114	905
4	247	140	245	133	243	167	1175
3	293	184	268	156	285	210	1396
2	329	219	283	171	318	245	1564
1	353	243	286	174	340	266	1663
P	341	229	256	145	323	250	1544

Tabelul E 5.1.38. Suma momentelor capabile în grinzi asociate sensului pozitiv [kNm]

Nivel	$M'_{Rd}{}^{AB}$		$M'_{Rd}{}^{BC}$		$M'_{Rd}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Rd}+$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	99	171	99	171	99	137	777
6	99	171	99	171	99	137	777
5	171	261	137	261	171	261	1263
4	171	261	137	261	171	261	1263
3	261	335	204	335	261	368	1765
2	261	335	204	335	261	368	1765
1	261	335	204	335	261	368	1765
P	261	335	204	335	261	368	1765

Tabelul E 5.1.39. Suma momentelor capabile în grinzi asociate sensului negativ [kNm]

Nivel	$M'_{Rd}{}^{AB}$		$M'_{Rd}{}^{BC}$		$M'_{Rd}{}^{CD}$		$\Sigma M'_{Rd}+$
	stânga	dreapta	stânga	dreapta	stânga	dreapta	
7	137	99	171	99	171	99	777
6	137	99	171	99	171	99	777
5	261	171	261	137	261	171	1263
4	261	171	261	137	261	171	1263
3	368	261	335	204	335	261	1765
2	368	261	335	204	335	261	1765
1	368	261	335	204	335	261	1765
P	368	261	335	204	335	261	1765

Tabelul E 5.1.40. Suprarezistenţa grinzilor

Nivel	$\Omega+$	$\Omega-$
	sens pozitiv	sens negativ
7	2.82	2.82
6	1.31	1.31
5	1.40	1.40
4	1.07	1.07
3	1.26	1.26
2	1.13	1.13
1	1.06	1.06
P	1.14	1.14

Tabelul E 5.1.41. Eforturi de proiectare Stâlp ax A [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax A							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	Ω +	M_{Ed}	Ω -	M_{Ed}
7	sus	-227	-74	-252	-9	1	115	1	14
	jos	-245	30	-270	17	1.31	61	1.31	35
6	sus	-422	-75	-520	73	1.31	154	1.31	151
	jos	-440	48	-538	-38	1.40	105	1.40	84
5	sus	-595	-108	-817	88	1.40	234	1.40	191
	jos	-613	82	-835	-64	1.07	137	1.07	107
4	sus	-746	-126	-1136	112	1.07	212	1.07	187
	jos	-765	107	-1154	-92	1.26	211	1.26	182
3	sus	-880	-143	-1474	128	1.26	281	1.26	252
	jos	-898	130	-1492	-115	1.13	228	1.13	202
2	sus	-1000	-154	-1828	140	1.13	271	1.13	246
	jos	-1018	149	-1846	-136	1.06	247	1.06	225
1	sus	-1111	-155	-2193	142	1.06	256	1.06	235
	jos	-1129	170	-2211	-157	1.14	303	1.14	279
P	sus	-1230	-104	-2553	93	1.14	186	1.14	167
	jos	-1248	263	-2571	-256	1	342	1	333

Tabelul E 5.1.42. Eforturi de proiectare Stâlp ax B [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax B							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	Ω +	M_{Ed}	Ω -	M_{Ed}
7	sus	-193	-74	-224	89	1	115	1	139
	jos	-211	50	-242	-55	1.31	103	1.31	113
6	sus	-422	-126	-460	118	1.31	258	1.31	243
	jos	-440	99	-478	-95	1.40	216	1.40	207
5	sus	-664	-163	-679	164	1.40	356	1.40	357
	jos	-683	142	-697	-142	1.07	239	1.07	238
4	sus	-920	-196	-884	195	1.07	328	1.07	327
	jos	-938	179	-902	-179	1.26	354	1.26	352
3	sus	-1187	-220	-1074	220	1.26	434	1.26	434
	jos	-1205	209	-1092	-209	1.13	368	1.13	368
2	sus	-1463	-236	-1250	236	1.13	415	1.13	416
	jos	-1481	231	-1269	-232	1.06	382	1.06	384
1	sus	-1748	-237	-1414	239	1.06	392	1.06	396
	jos	-1766	253	-1432	-256	1.14	451	1.14	457
P	sus	-2033	-168	-1570	171	1.14	299	1.14	305
	jos	-2051	301	-1588	-302	1	391	1	393

Tabelul E 5.1.43. Eforturi de proiectare Stâlp ax C [kN],[kN]

Nivel		Stâlp ax C							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	Ω +	M_{Ed}	Ω -	M_{Ed}
7	sus	-224	-89	-193	74	1	139	1	115
	jos	-242	55	-211	-50	1.31	113	1.31	103
6	sus	-460	-118	-422	126	1.31	243	1.31	258
	jos	-478	95	-440	-99	1.40	207	1.40	216
5	sus	-679	-164	-664	163	1.40	357	1.40	356
	jos	-697	142	-683	-142	1.07	238	1.07	239
4	sus	-884	-195	-920	196	1.07	327	1.07	328
	jos	-902	179	-938	-179	1.26	352	1.26	354
3	sus	-1074	-220	-1187	220	1.26	434	1.26	434
	jos	-1092	209	-1205	-209	1.13	368	1.13	368
2	sus	-1250	-236	-1463	236	1.13	416	1.13	415
	jos	-1269	232	-1481	-231	1.06	384	1.06	382
1	sus	-1414	-239	-1748	237	1.06	396	1.06	392
	jos	-1432	256	-1766	-253	1.14	457	1.14	451
P	sus	-1570	-171	-2033	168	1.14	305	1.14	299
	jos	-1588	302	-2051	-301	1	393	1	391

Tabelul E 5.1.44. Eforturi de proiectare Stâlp ax D [kN],[kNm]

Nivel		Stâlp ax D							
		sens pozitiv		sens negativ		sens pozitiv		sens negativ	
		N'_{Ed}	M'_{Ed}	N'_{Ed}	M'_{Ed}	Ω +	M_{Ed}	Ω -	M_{Ed}
7	sus	-252	9	-227	74	1	14	1	115
	jos	-270	-17	-245	-30	1.31	35	1.31	61
6	sus	-520	-73	-422	75	1.31	151	1.31	154
	jos	-538	38	-440	-48	1.40	84	1.40	105
5	sus	-817	-88	-595	108	1.40	191	1.40	234
	jos	-835	64	-613	-82	1.07	107	1.07	137
4	sus	-1136	-112	-746	126	1.07	187	1.07	212
	jos	-1154	92	-765	-107	1.26	182	1.26	211
3	sus	-1474	-128	-880	143	1.26	252	1.26	281
	jos	-1492	115	-898	-130	1.13	202	1.13	228
2	sus	-1828	-140	-1000	154	1.13	246	1.13	271
	jos	-1846	136	-1018	-149	1.06	225	1.06	247
1	sus	-2193	-142	-1111	155	1.06	235	1.06	256
	jos	-2211	157	-1129	-170	1.14	279	1.14	303
P	sus	-2553	-93	-1230	104	1.14	167	1.14	186
	jos	-2571	256	-1248	-263	1	333	1	342

Tabelul E 5.1.45. Stâlp ax A

Nivel		sens pozitiv			sens negativ			A_s^{min}	A_s^{nec}	Armare	A_{eff}	$M_{Rd}+$	$M_{Rd}-$
		N_{Ed}	M_{Ed}	As^{nec}	N_{Ed}	M_{Ed}	As^{nec}						
		[kN]	[kNm]	[mm2]	[kN]	[kNm]	[mm2]	[mm2]	[mm2]		[mm2]	[kNm]	[kNm]
7	sus	227	115	436	252	14	0	935	935	4ø18	1018	197	203
	jos	245	61	23	270	35	0		935	4ø18	1018	201	207
6	sus	422	154	386	520	151	202		935	4ø18	1018	243	266
	jos	440	105	8	538	84	0		935	4ø18	1018	247	270
5	sus	595	234	671	817	191	22		935	4ø18	1018	283	332
	jos	613	137	0	835	107	0		935	4ø18	1018	288	335
4	sus	746	212	261	1136	187	0		935	4ø18	1018	318	386
	jos	765	211	234	1154	182	0		935	4ø18	1018	322	388
3	sus	880	281	579	1474	252	0		935	4ø18	1018	343	430
	jos	898	228	178	1492	202	0		935	4ø18	1018	347	432
2	sus	1000	271	356	1828	246	0		935	4ø18	1018	364	464
	jos	1018	247	167	1846	225	0		935	4ø18	1018	367	465
1	sus	1111	256	127	2193	235	0		935	4ø18	1018	382	484
	jos	1129	303	441	2211	279	0		935	4ø18	1018	385	485
P	sus	1230	186	0	2553	167	0		935	4ø18	1018	399	490
	jos	1248	342	591	2571	333	0		935	4ø18	1018	402	490

Tabelul E 5.1.46. Stâlp ax B

Nivel		sens pozitiv			sens negativ			A_s^{min}	A_s^{nec}	Armare	A_{eff}	$M_{Rd}+$	$M_{Rd}-$
		N_{Ed}	M_{Ed}	As^{nec}	N_{Ed}	M_{Ed}	As^{nec}						
		[kN]	[kNm]	[mm^2]	[kN]	[kNm]	[mm^2]	[mm^2]	[mm^2]		[mm^2]	[kNm]	[kNm]
7	sus	193	115	497	224	139	610	935	935	4ø18	1018	189	196
	jos	211	103	382	242	113	398		935	4ø18	1018	193	200
6	sus	422	258	1125	460	243	953		1125	4ø20	1256	276	285
	jos	440	216	800	478	207	674		935	4ø20	1256	280	290
5	sus	664	356	1418	679	357	1398		1418	4ø22	1520	370	374
	jos	683	239	555	697	238	526		935	4ø22	1520	375	378
4	sus	920	328	863	884	327	895		935	4ø20	1256	384	377
	jos	938	354	1019	902	352	1055		1055	4ø20	1256	387	381
3	sus	1187	434	1308	1074	434	1432		1432	4ø22	1520	464	447
	jos	1205	368	819	1092	368	944		944	4ø22	1520	466	450
2	sus	1463	415	916	1250	416	1119		1119	4ø20	1256	463	436
	jos	1481	382	670	1269	384	872		935	4ø20	1256	465	438
1	sus	1748	392	555	1414	396	822		935	4ø20	1256	491	457
	jos	1766	451	964	1432	457	1239		1239	4ø20	1256	493	459
P	sus	2033	299	0	1570	305	55		935	4ø20	1256	511	474
	jos	2051	391	398	1588	393	667		935	4ø20	1256	512	476

Tabelul E 5.1.47. Stâlp ax C

Nivel		sens pozitiv			sens negativ			A_s^{min}	A_s^{nec}	Armare	A_{eff}	$M_{Rd}+$	$M_{Rd}-$
		N_{Ed}	M_{Ed}	As^{nec}	N_{Ed}	M_{Ed}	As^{nec}						
		[kN]	[kNm]	[mm^2]	[kN]	[kNm]	[mm^2]	[mm^2]	[mm^2]		[mm^2]	[kNm]	[kNm]
7	sus	224	139	610	193	115	497	935	935	4ø18	1018	196	189
	jos	242	113	398	211	103	382		935	4ø18	1018	200	193
6	sus	460	243	953	422	258	1125		1125	4ø20	1256	285	276
	jos	478	207	674	440	216	800		935	4ø20	1256	290	280
5	sus	679	357	1398	664	356	1418		1418	4ø22	1520	374	370
	jos	697	238	526	683	239	555		935	4ø22	1520	378	375
4	sus	884	327	895	920	328	863		935	4ø20	1256	377	384
	jos	902	352	1055	938	354	1019		1055	4ø20	1256	381	387
3	sus	1074	434	1432	1187	434	1308		1432	4ø22	1520	447	464
	jos	1092	368	944	1205	368	819		944	4ø22	1520	450	466
2	sus	1250	416	1119	1463	415	916		1119	4ø20	1256	436	463
	jos	1269	384	872	1481	382	670		935	4ø20	1256	438	465
1	sus	1414	396	822	1748	392	555		935	4ø20	1256	457	491
	jos	1432	457	1239	1766	451	964		1239	4ø20	1256	459	493
P	sus	1570	305	55	2033	299	0		935	4ø20	1256	474	511
	jos	1588	393	667	2051	391	398		935	4ø20	1256	476	512

Tabelul E 5.1.48. Stâlp ax D

Nivel		sens pozitiv			sens negativ			A_s^{min}	A_s^{nec}	Armare	A_{eff}	$M_{Rd}+$	$M_{Rd}-$
		N_{Ed}	M_{Ed}	As^{nec}	N_{Ed}	M_{Ed}	As^{nec}						
		[kN]	[kNm]	[mm^2]	[kN]	[kNm]	[mm^2]	[mm^2]	[mm^2]		[mm^2]	[kNm]	[kNm]
7	sus	252	14	0	227	115	436	935	935	4ø18	1018	203	197
	jos	270	35	0	245	61	23		935	4ø18	1018	207	201
6	sus	520	151	202	422	154	386		935	4ø18	1018	266	243
	jos	538	84	0	440	105	8		935	4ø18	1018	270	247
5	sus	817	191	22	595	234	671		935	4ø18	1018	332	283
	jos	835	107	0	613	137	0		935	4ø18	1018	335	288
4	sus	1136	187	0	746	212	261		935	4ø18	1018	386	318
	jos	1154	182	0	765	211	234		935	4ø18	1018	388	322
3	sus	1474	252	0	880	281	579		935	4ø18	1018	430	343
	jos	1492	202	0	898	228	178		935	4ø18	1018	432	347
2	sus	1828	246	0	1000	271	356		935	4ø18	1018	464	364
	jos	1846	225	0	1018	247	167		935	4ø18	1018	465	367
1	sus	2193	235	0	1111	256	127		935	4ø18	1018	484	382
	jos	2211	279	0	1129	303	441		935	4ø18	1018	485	385
P	sus	2553	167	0	1230	186	0		935	4ø18	1018	490	399
	jos	2571	333	0	1248	342	591		935	4ø18	1018	490	402

E 5.1.8.4. Dimensionarea armăturii transversale a stâlpilor

Valorile de proiectare ale forţelor tăietoare se determină din echilibrul stâlpului la fiecare nivel, sub acţiunea momentele de la extremităţi, corespunzând, pentru fiecare sens al acţiunii seismice, formării articulaţiilor plastice, care pot apărea fie în grinzi, fie în stâlpii conectaţi în nod.

Algoritm de calcul

Se determină momentele maxime de la extremităţile stâlpului:

$$M_{dc,i} = \gamma_{\mathrm{Rd}} M_{Rc,i} \min\left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}}\right)$$

unde,

$M_{Rc,i}$ valoarea de proiectare a momentului capabil la extremitatea *i* corespunzătoare sensului considerat al acţiunii seismice

γ_{Rd} factor care introduce efectul consolidării oţelului şi al fretării betonului în zonele comprimate; γ_{Rd} = 1,30 pentru nivelul de la baza construcţiei şi γ_{Rd} = 1,20 pentru restul nivelurilor.

$\sum M_{Rc}$ şi $\sum M_{Rb}$ sumele valorilor de proiectare ale momentelor capabile ale stâlpilor şi grinzilor care întră în nodul învecinat secţiunii de calcul.

Valorile de proiectare ale momentelor capabile în stâlpi sunt stabilite pe baza valorilor forţelor axiale din situaţia de proiectare seismică corespunzătoare sensului considerat al acţiunii seismice.

Se determină forţa tăietoare de proiectare:

$$V_{Ed} = \frac{M_{dc,1} + M_{dc,2}}{l_{cl}}$$

Calculul secţiunii la forţă tăietoare se efectuează conform SREN 1992-1-1 considerând înclinarea diagonalelor comprimate în modelul de grindă cu zăbrele de 45°.

Se verifică rezistenţa bielelor comprimate cu expresia:

$$V_{Ed} \le V_{Rd,\max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{ctg(\theta) + tg(\theta)}$$

Dacă inegalitatea de mai sus este verificată se determină aria secţiunilor pentru forţă tăietoare cu expresia:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)^{nec} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot ctg(\theta)}$$

Se determină lungimea zonei critice:

$l_{cr} \ge max\ \{1{,}5h_c;\ l_{cl}/6;\ 600mm\} = max\ \{1{,}5 \cdot 550;\ 2600/6;\ 600mm\} = 825mm$

unde,

h_c este cea mai mare dimensiune a secţiunii stâlpului

l_{cl} este înălţimea liberă

La primele două niveluri ale clădirii :

$l_{cr} = 1{,}5 \cdot 825 = 1237{,}5\text{mm}$

Se determină distanţa maximă între etrieri:

- la baza stâlpului, deasupra nivelului teoretic de încastrare:

$s_{max} = min\ \{b_0/3;\ 125\ \text{mm};\ 6d_{bL}\}$

- în restul zonelor critice:

$s_{max} = min\ \{b_0/3;\ 125\ \text{mm};\ 7d_{bL}\}$

unde,

b_0 latura minimă a secţiunii situată la interiorul etrierului perimetral

d_{bL} diametrul minim al armăturilor longitudinale.

Se verifică dacă armarea transversală aleasă îndeplineşte condiţiile:

- la baza stâlpului, deasupra nivelului teoretic de încastrare:

$$\rho_w = \frac{nA_{st}}{b_c s} \geq 0{,}005 \text{ şi}$$

$$\omega_{wd} = \frac{n_b A_{st} b_0 + n_h A_{st} h_0}{s b_0 h_0} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0{,}12$$

unde,

ρ_w coeficientul unidirecţional de armare

ω_{wd} coeficientul mecanic de armare

$n,\ n_b,\ n_h$ numărul ramurilor etrierilor în direcţia considerată

A_{st} aria secţiunii unei ramuri a etrierului

$b_0,\ h_0$ dimensiunile secţiunii transversale a miezului confinat

- în restul zonelor critice:

$$\rho_w = \frac{nA_{st}}{b_c s} \geq 0{,}003 \text{ şi}$$

$$\omega_{wd} = \frac{n_b A_{st} b_0 + n_h A_{st} h_0}{s b_0 h_0} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0{,}08$$

Calculul armăturii transversale a stâlpilor se prezintă sintetic în tabelele E 5.1.49 până la E 5.1.64.

Armare tranversală stâlpi - cadru interior

Tabel E 5.1.49. Determinarea forţei tăietoare de proiectare – stâlp ax A

Nivel		sens pozitiv				sens negativ				V_{Ed} maxim
		M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]
7	sus	190	0.93	212	123	195	0.56	130	83	123
	jos	194	0.36	83		200	0.29	69		
6	sus	235	0.36	100	91	259	0.29	90		91
	jos	240	0.41	117		263	0.38	120	87	
5	sus	274	0.41	134	106	326	0.38	148	114	114
	jos	279	0.36	119		330	0.31	124		
4	sus	308	0.36	132	127	381	0.31	144	138	138
	jos	312	0.46	174		384	0.41	188		
3	sus	332	0.46	185	150	427	0.41	208	166	166
	jos	336	0.44	176		429	0.37	191		
2	sus	351	0.44	184	150	461	0.37	205	166	166
	jos	354	0.42	177		462	0.35	194		
1	sus	366	0.42	183	150	483	0.35	202	166	166
	jos	369	0.40	177		483	0.34	197		
P	sus	381	0.40	198	290	490	0.34	216	356	356
	jos	384	1	499		490	1.00	637		

Tabel E 5.1.50. Determinarea forţei tăietoare de proiectare - stâlp ax B

Nivel		sens pozitiv				sens negativ				V_{Ed} maxim
		M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]
7	sus	194	1.71	233	153	200	1.66	240	156	156
	jos	198	0.57	135		204	0.55	135		
6	sus	388	0.57	263	218	396	0.55	263	218	218
	jos	392	0.55	260		400	0.54	261		
5	sus	450	0.55	299	248	456	0.54	297	248	248
	jos	454	0.54	297		459	0.54	298		
4	sus	400	0.54	262	228	401	0.54	260	236	236
	jos	403	0.59	284		403	0.63	307		
3	sus	543	0.59	383	308	537	0.63	409	330	330
	jos	545	0.54	355		540	0.59	383		
2	sus	478	0.54	312	265	467	0.59	332	284	284
	jos	480	0.57	325		469	0.62	350		
1	sus	504	0.57	342	279	491	0.62	366	299	299
	jos	505	0.54	329		492	0.60	352		
P	sus	519	0.54	366	434	508	0.60	394	440	440
	jos	520	1	676		509	1.00	661		

Tabelul E 5.1.51. Determinarea forţei tăietoare de proiectare - stâlp ax C

Nivel		sens pozitiv				sens negativ				V_{Ed} maxim
		M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]
7	sus	200	1.66	240	156	194	1.71	233	153	156
	jos	204	0.55	135		198	0.57	135		
6	sus	396	0.55	263	218	388	0.57	263	218	218
	jos	400	0.54	261		392	0.55	260		
5	sus	456	0.54	297	248	450	0.55	299	248	248
	jos	459	0.54	298		454	0.54	297		
4	sus	401	0.54	260	236	400	0.54	262	228	236
	jos	403	0.63	307		403	0.59	284		
3	sus	537	0.63	409	330	543	0.59	383	308	330
	jos	540	0.59	383		545	0.54	355		
2	sus	467	0.59	332	284	478	0.54	312	265	284
	jos	469	0.62	350		480	0.57	325		
1	sus	491	0.62	366	299	504	0.57	342	279	299
	jos	492	0.60	352		505	0.54	329		
P	sus	508	0.60	394	440	519	0.54	366	434	440
	jos	509	1	661		520	1.00	676		

Tabel E 5.1.52. Determinarea forţei tăietoare de proiectare – stâlp

Nivel		sens pozitiv				sens negativ				V_{Ed} maxim
		M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]
7	sus	195	0.56	130	8	190	0.93	212	123	
	jos	200	0.29	6		194	0.36	8		123
6	sus	259	0.29	9	8	235	0.36	100	9	
	jos	263	0.38	120		240	0.41	117		9
5	sus	326	0.38	148	114	274	0.41	134	106	
	jos	330	0.31	124		279	0.36	119		114
4	sus	381	0.31	144	138	308	0.36	132	127	
	jos	384	0.41	188		312	0.46	174		138
3	sus	427	0.41	208	166	332	0.46	185	150	
	jos	429	0.37	191		336	0.44	176		166
2	sus	461	0.37	205	166	351	0.44	184	150	
	jos	462	0.35	194		354	0.42	177		166
1	sus	483	0.35	202	166	366	0.42	183	150	
	jos	483	0.34	197		369	0.40	177		166
P	sus	490	0.34	216	356	381	0.40	198	290	
	jos	490	1	637		384	1.00	499		356

Tabel E 5.1.53. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax A

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$Ø^{nec}_{calcul}$	$Ø_{constructiv}$	$Ø_{eff}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	123	1136	5.3	7.2	8
6	91		4.6		8
5	114		5.1		8
4	138		5.6		8
3	166		6.2		8
2	166		6.2		8
1	166		6.2		8
P sus	356		9.1		10
P baza	356		9.1	9.4	10

Tabel E 5.1.54. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax B

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$Ø^{nec}_{calcul}$	$Ø_{constructiv}$	$Ø_{eff}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	156	1136	6.0	7.2	8
6	218		7.1		8
5	248		7.6		8
4	236		7.4		8
3	330		8.7		10
2	284		8.1		10
1	299		8.3		10
P sus	440		10.1		12
P baza	440		10.1	9.4	12

Tabel E 5.1.55. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax C

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$Ø^{nec}_{calcul}$	$Ø_{constructiv}$	$Ø_{eff}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	156	1136	6.0	7.2	8
6	218		7.1		8
5	248		7.6		8
4	236		7.4		8
3	330		8.7		10
2	284		8.1		10
1	299		8.3		10
P sus	440		10.1		12
P baza	440		10.1	9.4	12

Tabel E 5.1.56. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax D

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$Ø^{nec}_{calcul}$	$Ø_{constructiv}$	$Ø_{eff}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	123	1136	5.3	7.2	8
6	91		4.6		8
5	114		5.1		8
4	138		5.6		8
3	166		6.2		8
2	166		6.2		8
1	166		6.2		8
P sus	356		9.1		10
P baza	356		9.1	9.4	10

Armare tranversală stâlpi - cadru exterior

Tabel E 5.1.57. Determinarea forţei tăietoare de proiectare - stâlp ax A

Nivel		sens				sens				V_{Ed} maxim
		M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]
7	sus	197	1.00	236	135	203	0.20	48	36	135
	jos	201	0.36	88		207	0.16	39		
6	sus	243	0.36	106	99	266	0.16	50	66	99
	jos	247	0.44	130		270	0.33	107		
5	sus	283	0.44	150	118	332	0.33	132	101	118
	jos	288	0.39	133		335	0.28	111		
4	sus	318	0.39	147	140	386	0.28	128	126	140
	jos	322	0.49	188		388	0.37	174		
3	sus	343	0.49	200	162	430	0.37	193	154	162
	jos	347	0.46	189		432	0.34	177		
2	sus	364	0.46	199	162	464	0.34	190	154	162
	jos	367	0.43	190		465	0.32	180		
1	sus	382	0.43	198	162	484	0.32	187	154	162
	jos	385	0.41	191		485	0.31	182		
P	sus	399	0.41	214	307	490	0.31	200	349	349
	jos	402	1	522		490	1.00	637		

Tabel E 5.1.58. Determinarea forţei tăietoare de proiectare - stâlp ax B

Nivel		sens				sens				V_{Ed} maxim
		M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]
7	sus	189	1.43	227	150	196	1.38	235	154	154
	jos	193	0.58	134		200	0.56	134		
6	sus	276	0.58	191	165	285	0.56	191	174	174
	jos	280	0.61	206		290	0.65	226		
5	sus	370	0.61	272	212	374	0.65	292	230	230
	jos	375	0.53	236		378	0.57	260		
4	sus	384	0.53	242	223	377	0.57	259	245	245
	jos	387	0.63	294		381	0.72	329		
3	sus	464	0.63	353	282	447	0.72	386	312	312
	jos	466	0.58	325		450	0.67	363		
2	sus	463	0.58	322	265	436	0.67	352	293	293
	jos	465	0.56	315		438	0.67	350		
1	sus	491	0.56	332	271	457	0.67	365	299	299
	jos	493	0.54	318		459	0.64	352		
P	sus	511	0.54	357	426	474	0.64	394	422	426
	jos	512	1	665		476	1.00	619		

Tabel E 5.1.59. Determinarea forţei tăietoare de proiectare - stâlp ax C

Nivel		sens				sens				V_{Ed} maxim
		M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]
7	sus	196	1.38	235	154	189	1.43	227	150	154
	jos	200	0.56	134		193	0.58	134		
6	sus	285	0.56	191	174	276	0.58	191	165	74
	jos	290	0.65	226		280	0.61	206		
5	sus	374	0.65	292	230	370	0.61	272	212	230
	jos	378	0.57	260		375	0.53	236		
4	sus	377	0.57	259	245	384	0.53	242	223	245
	jos	381	0.72	329		387	0.63	294		
3	sus	447	0.72	386	312	464	0.63	353	282	312
	jos	450	0.67	363		466	0.58	325		
2	sus	436	0.67	352	293	463	0.58	322	265	293
	jos	438	0.67	350		465	0.56	315		
1	sus	457	0.67	365	299	491	0.56	332	271	299
	jos	459	0.64	352		493	0.54	318		
P	sus	474	0.64	394	422	511	0.54	357	426	426
	jos	476	1	619		512	1.00	665		

Tabel E 5.1.60. Determinarea forţei tăietoare de proiectare - stâlp ax D

Nivel		sens				sens				V_{Ed} maxim
		M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	M_{Rc}	$\Sigma M_{Rb}/\Sigma M_{Rc}$	M_{dc}	V_{Ed}	
		[kNm]		[kNm]	[kN]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]
-	sus	203	0.20	48	36	197	1.00	236	135	135
	jos	207	0.16	39		201	0.36	88		
-	sus	266	0.16	50	66	243	0.36	106	99	99
	jos	270	0.33	107		247	0.44	130		
-	sus	332	0.33	132	101	283	0.44	150	118	118
	jos	335	0.28	111		288	0.39	133		
4	sus	386	0.28	128	126	318	0.39	147	140	140
	jos	388	0.37	174		322	0.49	188		
3	sus	430	0.37	193	154	343	0.49	200	162	162
	jos	432	0.34	177		347	0.46	189		
2	sus	464	0.34	190	154	364	0.46	199	162	162
	jos	465	0.32	180		367	0.43	190		
1	sus	484	0.32	187	154	382	0.43	198	162	162
	jos	485	0.31	182		385	0.41	191		
P	sus	490	0.31	200	349	399	0.41	214	307	349
	jos	490	1	637		402	1.00	522		

Tabel E 5.1.61. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax A

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$Ø^{nec}_{calcul}$	$Ø_{constructiv}$	$Ø_{eff}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	135	1136	5.6	7.2	8
6	99		4.8		8
5	118		5.2		8
4	140		5.7		8
3	162		6.1		8
2	162		6.1		8
1	162		6.1		8
P sus	349		9.0		10
P baza	349		9.0	9.4	10

Tabel E 5.1.62. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax B

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$Ø^{nec}_{calcul}$	$Ø_{constructiv}$	$Ø_{eff}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	154	1136	6.0	7.2	8
6	174		6.3		8
5	230		7.3		8
4	245		7.5		8
3	312		8.5		10
2	293		8.2		10
1	299		8.3		10
P sus	426		9.9		10
P baza	426		9.9	9.4	10

Tabel E 5.1.63. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax C

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$Ø^{nec}_{calcul}$	$Ø_{constructiv}$	$Ø_{eff}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	154	1136	6.0	7.2	8
6	174		6.3		8
5	230		7.3		8
4	245		7.5		8
3	312		8.5		10
2	293		8.2		10
1	299		8.3		10
P sus	426		9.9		10
P baza	426		9.9	9.4	10

Tabel E 5.1.64. Determinarea armăturii transversale - stâlp ax D

Nivel	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	$Ø^{nec}_{calcul}$	$Ø_{constructiv}$	$Ø_{eff}$
	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]
7	135	1136	5.6	7.2	8
6	99		4.8		8
5	118		5.2		8
4	140		5.7		8
3	162		6.1		8
2	162		6.1		8
1	162		6.1		8
P sus	349		9.0		10
P baza	349		9.0	9.4	10

E 5.1.8.5. Verificarea nodurilor de cadru

Nodurile se proiectează astfel încât să poată prelua şi transmite forţele tăietoare care acţionează asupra lor în plan orizontal şi în plan vertical.

Forta tăietoare de proiectare în nod se stabileşte corespunzător situaţiei plastificării grinzilor care intră în nod, pentru sensul de acţiune cel mai defavorabil al acţiunii seismice.

Algoritm de calcul

Se determină valoarea de proiectare a forţei tăietoare în nod, V_{jhd}:

- pentru noduri centrale:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd}\left(A_{s1} + A_{s2}\right)f_{yd} - V_c$$

- pentru noduri de capăt:

$$V_{jhd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_c$$

unde,

A_{s1}, A_{s2} ariile armăturilor întinse de la partea superioară şi, respectiv, inferioară a grinzilor care intră în nod în direcţia considerată a acţiunii seismice

V_c forţa tăietoare din stâlpul de deasupra nodului corespunzătoare situaţiei considerate

γ_{Rd} factor de suprarezistenţă al oţelului, egal cu 1,1

Se verifică dacă forţa de compresiune înclinată produsă în nod de mecanismul de diagonală comprimată nu va depăşi rezistenţa la compresiune a betonului solicitat transversal la întindere:

- pentru noduri centrale:

$V_{jhd} \le 0{,}3 b_j h_c f_{cd}$

- pentru noduri de capăt:

$V_{jhd} \le 0{,}25 b_j h_c f_{cd}$

unde,

η coeficient de reducere a rezistenţei betonului fisurat la forţă tăietoare; $\eta = 0{,}6 \cdot (1 - f_{ck} / 250) = 0{,}54$

ν_d forţa axială normalizată în stâlpul de deasupra nodului

b_j lăţimea de proiectare a nodului; $b_j = \min(b_c ; b_w + 0{,}5 h_c)$

În cazul în care inegalităţile nu sunt satisfacute, trebuie crescute dimensiunile nodului (prin creşterea dimensiunilor stâlpului) şi/sau calitatea betonului.

Se determină armătura transversală necesară din nod, A_{sh}, necesară asigurării integrităţii acestuia după fisurarea înclinată:

- pentru noduri centrale:

$$A_{sh}^{nec} = \frac{0{,}8(A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0{,}8\nu_d)}{f_{ywd}}$$

- pentru noduri de capăt:

$$A_{sh}^{nec} = \frac{0{,}8 A_{s2} f_{yd} (1 - 0{,}8\nu_d)}{f_{ywd}}$$

unde,

A_{s1}, A_{s2} ariile armăturilor întinse de la partea superioară şi, respectiv, inferioară a grinzilor care intră în nod în direcţia considerată a acţiunii seismice

ν_d forţa axială normalizată în stâlpul inferior

În cazul în care nu există grinzi care intră în nod în direcţie transversală acţiunii seismice, pe ambele feţe laterale ale nodului, armătura rezultată din calcul, A_{sh}, se sporeşte cu 25%.

Se verifică dacă armătura verticală care trece prin nod este suficientă:

$$A_{sv} \ge \frac{2}{3} A_{sh} \left(h_{jc} / h_{jw} \right)$$

unde,

h_{jw} distanţa interax între armăturile de la partea superioară şi cea inferioară a grinzilor

h_{jc} distanţa interax între armăturile marginale ale stâlpilor

Armătura orizontală a nodului nu va fi mai mică decât armatura transversală îndesită din zonele critice ale stâlpului.

Verificarea nodurilor se prezintă sintetic în tabelele 65 până la 80.

Armare transversala stâlpi - cadru interior

Tabelul E 5.1.65. Forţa tăietoare de proiectare în nod asociată sensului pozitiv [kN]

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}
	stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus	
7	680	763	0	476	1448	763	0	730	1448	763	0	730	1140	-680	0	152
6	416	763	123	266	1448	763	153	577	1448	763	156	573	1140	-416	83	156
5	416	1140	91	423	1963	1140	218	806	1963	1140	218	806	1742	-416	87	350
4	415	1140	106	408	1963	1140	248	776	1963	1140	248	776	1742	-415	114	324
3	415	1742	127	584	2233	1473	228	995	2233	1742	236	1075	2454	-415	138	535
2	414	1742	150	561	2233	1473	308	915	2233	1742	330	982	2454	-414	166	507
1	414	1742	150	561	2233	1473	265	958	2233	1742	284	1028	2454	-414	166	507
P	413	1742	150	561	2233	1473	279	944	2233	1742	299	1013	2454	-413	166	507

Tabelul E 5.1.66. Forţa tăietoare de proiectare în nod asociată sensului negativ [kN]

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}
	stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus	
7	-680	1140	0	152	763	1448	0	730	763	1448	0	730	763	680	0	476
6	-416	1140	83	156	763	1448	156	573	763	1448	153	577	763	416	123	266
5	-416	1742	87	350	1140	1963	218	806	1140	1963	218	806	1140	416	91	423
4	-415	1742	114	324	1140	1963	248	776	1140	1963	248	776	1140	415	106	408
3	-415	2454	138	535	1742	2233	236	1075	1473	2233	228	995	1742	415	127	584
2	-414	2454	166	507	1742	2233	330	982	1473	2233	308	915	1742	414	150	561
1	-414	2454	166	507	1742	2233	284	1028	1473	2233	265	958	1742	414	150	561
P	-413	2454	166	507	1742	2233	299	1013	1473	2233	279	944	1742	413	150	561

Tabelul E 5.1.67. Verificarea bielei comprimate în nod; sens pozitiv

Nivel	Nod ax A					Nod ax B					Nod ax C					Nod ax D				
	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,max}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare
	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	
7	0	0.00	1260	476	OK	0	0.00	1513	730	OK	0	0.00	1513	730	OK	0	0.0	1260	152	OK
6	214	0.04	1260	266	OK	233	0.05	1513	577	OK	259	0.05	1513	573	OK	239	0.0	1260	156	OK
5	409	0.08	1260	423	OK	490	0.10	1513	806	OK	526	0.10	1513	806	OK	510	0.1	1260	350	OK
4	575	0.11	1260	408	OK	758	0.15	1513	776	OK	785	0.16	1513	776	OK	805	0.1	1260	324	OK
3	717	0.14	1260	584	OK	1036	0.21	1513	995	OK	1036	0.21	1513	1075	OK	1123	0.2	1260	535	OK
2	838	0.17	1260	561	OK	1324	0.26	1513	915	OK	1282	0.25	1513	982	OK	1459	0.2	1260	507	OK
1	941	0.19	1260	561	OK	1624	0.32	1513	958	OK	1522	0.30	1513	1028	OK	1809	0.3	1260	507	OK
P	1032	0.20	1260	561	OK	1933	0.38	1513	944	OK	1759	0.35	1513	1013	OK	2166	0.4	1260	507	OK

Tabelul E 5.1.68. Verificarea bielei comprimate în nod; sens negativ

Nivel	Nod ax A					Nod ax B					Nod ax C					Nod ax D				
	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,max}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare
	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	
7	0	0.00	1260	152	OK	0	0.00	1513	730	OK	0	0.00	1513	730	OK	0	0.0	1260	476	OK
6	239	0.05	1260	156	OK	259	0.05	1513	573	OK	233	0.05	1513	577	OK	214	0.0	1260	266	OK
5	510	0.10	1260	350	OK	526	0.10	1513	806	OK	490	0.10	1513	806	OK	409	0.0	1260	423	OK
4	805	0.16	1260	324	OK	785	0.16	1513	776	OK	758	0.15	1513	776	OK	575	0.1	1260	408	OK
3	1123	0.22	1260	535	OK	1036	0.21	1513	1075	OK	1036	0.21	1513	995	OK	717	0.1	1260	584	OK
2	1459	0.29	1260	507	OK	1282	0.25	1513	982	OK	1324	0.26	1513	915	OK	838	0.1	1260	561	OK
1	1809	0.36	1260	507	OK	1522	0.30	1513	1028	OK	1624	0.32	1513	958	OK	941	0.1	1260	561	OK
P	2166	0.43	1260	507	OK	1759	0.35	1513	1013	OK	1933	0.38	1513	944	OK	1032	0.2	1260	561	OK

Tabelul E 5.1.69. Determinarea armăturii transversale necesare din nod - sens pozitiv

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	$A_{s,b}$		ν	A_{sh}^{nec}	$A_{s,b}$		ν	A_{sh}^{nec}	$A_{s,b}$		ν	A_{sh}^{nec}	$A_{s,b}$		ν	nec
	stanga	dreapta			stanga	dreapta			stanga	dreapta			stanga	dreapta		
7	680	763	0.00	1155	1448	763	0.00	1769	1448	763	0.00	1769	1140	-680	0.00	368
6	416	763	0.04	911	1448	763	0.05	1703	1448	763	0.05	1696	1140	-416	0.05	557
5	416	1140	0.08	1164	1963	1140	0.10	2289	1963	1140	0.10	2275	1742	-416	0.10	975
4	415	1140	0.11	1131	1963	1140	0.15	2184	1963	1140	0.16	2173	1742	-415	0.16	926
3	415	1742	0.14	1529	2233	1473	0.21	2477	2233	1742	0.21	2657	2454	-415	0.22	1340
2	414	1742	0.17	1496	2233	1473	0.26	2342	2233	1742	0.25	2533	2454	-414	0.29	1254
1	414	1742	0.19	1467	2233	1473	0.32	2201	2233	1742	0.30	2412	2454	-414	0.36	1164
P	413	1742	0.20	1442	2233	1473	0.38	2055	2233	1742	0.35	2293	2454	-413	0.43	1071

Tabelul E 5.1.70. Determinarea armăturii transversale necesare din nod - sens negativ.

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	$A_{s,b}$		ν	A_{sh}^{nec}	$A_{s,b}$		ν	A_{sh}^{nec}	$A_{s,b}$		ν	A_{sh}^{nec}	$A_{s,b}$		ν	nec
	stanga	dreapta			stanga	dreapta			stanga	dreapta			stanga	dreapta		
7	-680	1140	0.00	368	763	1448	0.00	1769	763	1448	0.00	1769	763	680	0.00	1155
6	-416	1140	0.05	557	763	1448	0.05	1696	763	1448	0.05	1703	763	416	0.04	911
5	-416	1742	0.10	975	1140	1963	0.10	2275	1140	1963	0.10	2289	1140	416	0.08	1164
4	-415	1742	0.16	926	1140	1963	0.16	2173	1140	1963	0.15	2184	1140	415	0.11	1131
3	-415	2454	0.22	1340	1742	2233	0.21	2657	1473	2233	0.21	2477	1742	415	0.14	1529
2	-414	2454	0.29	1254	1742	2233	0.25	2533	1473	2233	0.26	2342	1742	414	0.17	1496
1	-414	2454	0.36	1164	1742	2233	0.30	2412	1473	2233	0.32	2201	1742	414	0.19	1467
P	-413	2454	0.43	1071	1742	2233	0.35	2293	1473	2233	0.38	2055	1742	413	0.20	1442

Tabelul E 5.1.71. Alegerea armăturii transversale din nod

Nivel	Nod ax A si D							
	A_{nec}	s	$ø_{nec}$	$ø_{eff}$	$A_{sh\ eff}$	A_{nec}	A_{eff}	Verificare
7	1155	100	8.6	10	1571	984	3054	ok
6	911	100	7.6	8	1005	630	3054	ok
5	1164	100	8.6	10	1571	984	3054	ok
4	1131	100	8.5	10	1571	984	3054	ok
3	1529	100	9.9	12	2262	1417	3054	ok
2	1496	100	9.8	10	1571	984	3054	ok
1	1467	100	9.7	10	1571	984	3054	ok
P	1442	100	9.6	10	1571	984	3054	ok

Tabelul E 5.1.72. Alegerea armăturii transversale din nod

Nivel	Nod ax B si C							
	A_{nec}	s	$ø_{nec}$	$ø_{eff}$	$A_{sh\ eff}$	A_{nec}	A_{eff}	Verificare
7	1769	100	10.6	12	2262	1417	3054	ok
6	1703	100	10.4	12	2262	1417	5889	ok
5	2289	75	10.2	12	3167	1984	5889	ok
4	2184	75	10.0	12	3167	1984	3768	ok
3	2657	75	11.0	12	3167	1984	5889	ok
2	2533	75	10.7	12	3167	1984	3768	ok
1	2412	75	10.5	12	3167	1984	3768	ok
P	2293	75	10.2	12	3167	1984	3768	ok

Armare tranversală stâlpi - cadru exterior

Tabelul E 5.1.73. Forţa tăietoare de proiectare în nod asociată sensului pozitiv [kN]

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	$A_{S,}$		V_c	V_{jhd}	$A_{S,}$		V_c	V_{jhd}	$A_{S,}$		V_c	V_{jhd}	$A_{S,}$		V_c	V_{jhd}
	stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus	
7	1057	663	0	568	1140	663	0	595	1140	663	0	595	914	-1057	0	-47
6	680	663	135	308	1140	663	150	445	1140	663	154	441	914	-680	36	41
5	679	1140	99	502	1742	914	165	711	1742	1140	174	777	1742	-679	66	285
4	679	1140	118	483	1742	914	212	665	1742	1140	230	721	1742	-679	101	250
3	680	1742	140	660	2233	1362	223	963	2233	1742	245	1067	2454	-680	126	460
2	680	1742	162	637	2233	1362	282	904	2233	1742	312	999	2454	-680	154	431
1	680	1742	162	637	2233	1362	265	921	2233	1742	293	1019	2454	-680	154	431
P	680	1742	162	637	2233	1362	271	915	2233	1742	299	1013	2454	-680	154	431

Tabelul E 5.1.74. Forţa tăietoare de proiectare în nod asociată sensului negativ [kN]

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	$A_{s,b}$		V_c		$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}	$A_{s,b}$		V_c	V_{jhd}
	stanga	dreapta	sus	V_{jhd}	stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus		stanga	dreapta	sus	
7	1057	663	0	568	7	1057	663	0	568	7	1057	663	0	568	7	1057
6	680	663	135	308	6	680	663	135	308	6	680	663	135	308	6	680
5	679	1140	99	502	5	679	1140	99	502	5	679	1140	99	502	5	679
4	679	1140	118	483	4	679	1140	118	483	4	679	1140	118	483	4	679
3	680	1742	140	660	3	680	1742	140	660	3	680	1742	140	660	3	680
2	680	1742	162	637	2	680	1742	162	637	2	680	1742	162	637	2	680
1	680	1742	162	637	1	680	1742	162	637	1	680	1742	162	637	1	680
P	680	1742	162	637	P	680	1742	162	637	P	680	1742	162	637	P	680

Tabelul E 5.1.75. Verificarea bielei comprimate în nod; sens pozitiv

Nivel	Nod ax A					Nod ax B					Nod ax C					Nod ax D				
	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,max}$	V_{jhd}	Verificar	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare
	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	
7	0	0.00	1260	568	OK	0	0.00	1260	595	OK	0	0.00	1260	595	OK	0	0.00	1260	-47	OK
6	245	0.05	1260	308	OK	211	0.04	1260	445	OK	242	0.05	1260	441	OK	270	0.05	1260	41	OK
5	440	0.09	1260	502	OK	440	0.09	1260	711	OK	478	0.09	1260	777	OK	538	0.11	1260	285	OK
4	613	0.12	1260	483	OK	683	0.14	1260	665	OK	697	0.14	1260	721	OK	835	0.17	1260	250	OK
3	765	0.15	1260	660	OK	938	0.19	1260	963	OK	902	0.18	1260	1067	OK	1154	0.23	1260	460	OK
2	898	0.18	1260	637	OK	1205	0.24	1260	904	OK	109	0.22	1260	999	OK	1492	0.30	1260	431	OK
1	1018	0.20	1260	637	OK	1481	0.29	1260	921	OK	126	0.25	1260	1019	OK	1846	0.37	1260	431	OK
P	1129	0.22	1260	637	OK	1766	0.35	1260	915	OK	143	0.28	1260	1013	OK	2211	0.44	1260	431	OK

Tabelul E 5.1.76. Verificarea bielei comprimate în nod; sens negativ

Nivel	Nod ax A					Nod ax B					Nod ax C					Nod ax D				
	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,max}$	V_{jhd}	Verificar	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare	N_{Ed}	ν_d	$V_{Rd,ma}$	V_{jhd}	Verificare
	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	
7	0	0.00	1260	-47	OK	0	0.00	1260	595	OK	0	0.00	1260	595	OK	0	0.00	1260	568	OK
6	270	0.05	1260	41	OK	242	0.05	1260	441	OK	211	0.04	1260	445	OK	245	0.05	1260	308	OK
5	538	0.11	1260	285	OK	478	0.09	1260	777	OK	440	0.09	1260	711	OK	440	0.09	1260	502	OK
4	835	0.17	1260	250	OK	697	0.14	1260	721	OK	683	0.14	1260	665	OK	613	0.12	1260	483	OK
3	1154	0.23	1260	460	OK	902	0.18	1260	1067	OK	938	0.19	1260	963	OK	765	0.15	1260	660	OK
2	1492	0.30	1260	431	OK	1092	0.22	1260	999	OK	1205	0.24	1260	904	OK	898	0.18	1260	637	OK
1	1846	0.37	1260	431	OK	1269	0.25	1260	1019	OK	1481	0.29	1260	921	OK	1018	0.20	1260	637	OK
P	2211	0.44	1260	431	OK	1432	0.28	1260	1013	OK	1766	0.35	1260	915	OK	1129	0.22	1260	637	OK

Tabelul E 5.1.77. Determinarea armăturii transversale necesare din nod - sens pozitiv

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	$A_{s,b}$		ν	A^{nec}_{sh}	$A_{s,b}$		ν	A^{nec}_{sh}	$A_{s,b}$		ν	A^{nec}_{sh}	$A_{s,b}$		ν	A^{nec}_{sh}
	stanga	dreapta			stanga	dreapta			stanga	dreap			stanga	dreapta		
7	1057	663	0.00	1376	1140	663	0.00	1442	1140	663	0.00	1442	914	-1057	0.00	-114
6	680	663	0.05	1033	1140	663	0.04	1394	1140	663	0.05	1387	914	-680	0.05	179
5	679	1140	0.09	1354	1742	914	0.09	1977	1742	114	0.09	2131	1742	-679	0.11	778
4	679	1140	0.12	1314	1742	914	0.14	1895	1742	114	0.14	2050	1742	-679	0.17	737
3	680	1742	0.15	1702	2233	1362	0.19	2448	2233	174	0.18	2725	2454	-680	0.23	1160
2	680	1742	0.18	1661	2233	1362	0.24	2326	2233	174	0.22	2629	2454	-680	0.30	1083
1	680	1742	0.20	1625	2233	1362	0.29	2200	2233	174	0.25	2540	2454	-680	0.37	1003
P	680	1742	0.22	1591	2233	1362	0.35	2070	2233	174	0.28	2457	2454	-680	0.44	921

Tabelul E 5.1.78. Determinarea armăturii transversale necesare din nod - sens negativ

Nivel	Nod ax A				Nod ax B				Nod ax C				Nod ax D			
	$A_{s,b}$		ν	A^{nec}_{sh}	$A_{s,b}$		ν	A^{nec}_{sh}	$A_{s,b}$		ν	A^{nec}_{sh}	$A_{s,b}$		ν	A^{nec}_{sh}
	stanga	dreapta			stanga	dreapta			stanga	dreap			stanga	dreapta		
7	-1057	914	0.00	-114	663	1140	0.00	1442	663	114	0.00	1442	663	1057	0.00	1376
6	-680	914	0.05	179	663	1140	0.05	1387	663	114	0.04	1394	663	680	0.05	1033
5	-679	1742	0.11	778	1140	1742	0.09	2131	914	174	0.09	1977	1140	679	0.09	1354
4	-679	1742	0.17	737	1140	1742	0.14	2050	914	174	0.14	1895	1140	679	0.12	1314
3	-680	2454	0.23	1160	1742	2233	0.18	2725	1362	223	0.19	2448	1742	680	0.15	1702
2	-680	2454	0.30	1083	1742	2233	0.22	2629	1362	223	0.24	2326	1742	680	0.18	1661
1	-680	2454	0.37	1003	1742	2233	0.25	2540	1362	223	0.29	2200	1742	680	0.20	1625
P	-680	2454	0.44	921	1742	2233	0.28	2457	1362	223	0.35	2070	1742	680	0.22	1591

Tabelul E 5.1.79. Alegerea armăturii transversale din nod

Nivel	Nod ax A si D							
	A nec	s	ϕ_{nec}	ϕ_{eff}	$A_{sh\ eff}$	A nec	A eff	Verificare
7	1720	100	10.5	12	2262	1417	3054	ok
6	1291	100	9.1	10	1571	984	3054	ok
5	1692	100	10.4	12	2262	1417	3054	ok
4	1642	100	10.2	12	2262	1417	3054	ok
3	2128	100	11.6	12	2262	1417	3054	ok
2	2077	100	11.5	12	2262	1417	3054	ok
1	2031	100	11.4	12	2262	1417	3054	ok
P	1988	100	11.3	12	2262	1417	3054	ok

Tabelul E 5.1.80. Alegerea armăturii transversale din nod

Nivel	Nod ax B si C							
	A nec	s	ϕ_{nec}	ϕ_{eff}	$A_{sh\ eff}$	A nec	A eff	Verificare
7	1803	100	10.7	12	2262	1417	3054	ok
6	1743	100	10.5	12	2262	1417	3768	ok
5	2663	75	11.0	12	3167	1984	4560	ok
4	2563	75	10.8	12	3167	1984	3768	ok
3	3406	75	12.4	14	4310	2701	4560	ok
2	3286	75	12.2	14	4310	2701	3768	ok
1	3175	75	12.0	14	4310	2701	3768	ok
P	3072	75	11.8	12	3167	1984	3768	ok

E 5.2 Proiectarea unei structuri cu pereți structurali din beton armat

E 5.2.1. Descrierea construcției

- Amplasament: București;
- În elevație: 3S+P+14 etaje;
  înălțime etaj curent: 3.0m;
  Înălțime parter: 6.0m ;
- În plan: Cinci deschideri D=8m;
  Patru travee t=7m și o travee centrală de 4m;
- Funcțiune: Birouri;

Figura 1 conține, cu rol informativ, planul de cofraj al unui nivel curent al clădirii.

Materiale folosite:

- Beton C30/37: f_{ck}=30 MPa, f_{cd}=20 MPa, E=33x10^3 MPa;
- Oțel S500: f_{yk}=500 MPa, f_{yd}=435 MPa, E=2x10^5 MPa ;

Caracterizarea amplasamentului:

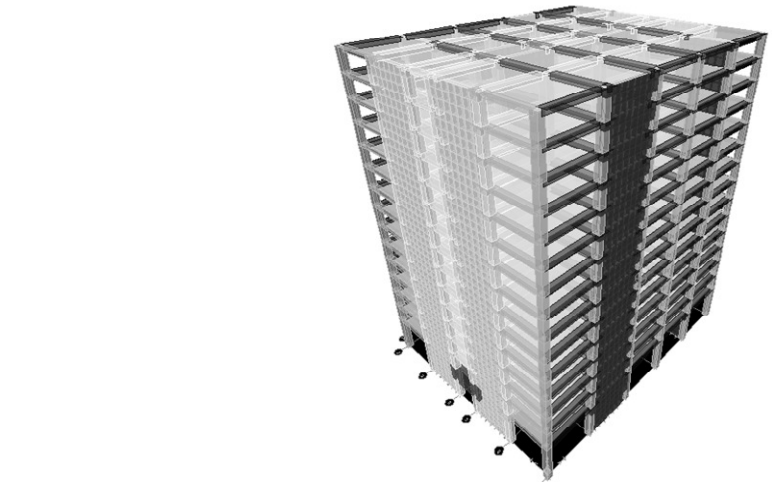
- Accelerația maxima a terenului (IMR=100 ani): a_g=0.30g;
- Perioada de colț: T_c=1.6 sec.

Proiectarea structurii a fost făcută pentru clasa H de ductilitate și clasa de importanță III (γ_I=1.0) . Reglementările tehnice avute în vigoare sunt:

(1) CR2-1-1.1 :2011 „Cod de proiectare a construcțiilor cu pereți structurali de beton armat”
(2) P100-1 „ Cod de proiectare seismică”
(3) CR0-2011 „Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcții”
(4) SR-EN 1992-1-1:2006 „Calculul structurilor din beton – Partea 1-1: Reguli generale și reguli pentru clădiri”

E 5.2.2. Predimensionarea elementelor structurale

Predimensionarea elementelor structurale reprezintă prima etapă în calculul acestora. În cazul structurilor din beton armat masa elementelor structurale reprezintă o mare parte din încărcările gravitaţionale. Din această cauză pentru obținerea preliminară a unor dimensiuni pentru elementele structurale se folosesc formule simplificate derivate din criterii de rigiditate, ductilitate, arhitecturale sau tehnologice.



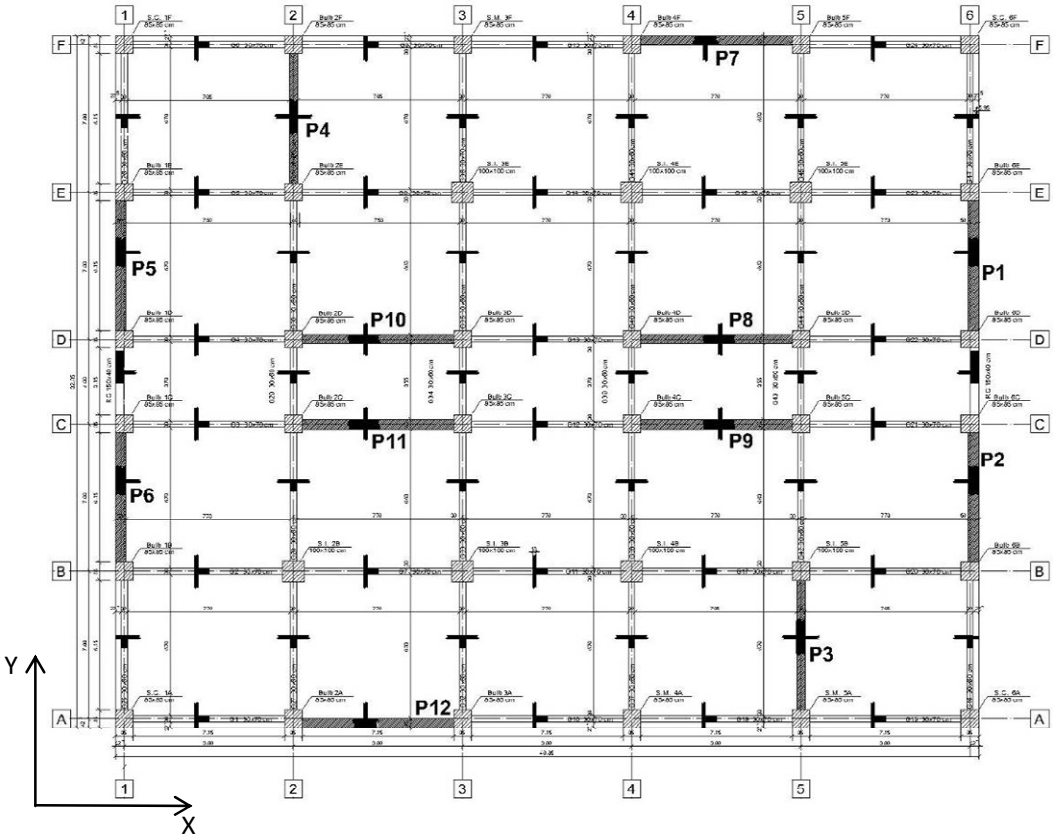


Figura E 5.2.1. Plan cofraj planșeu etaj curent

E 5.2.2.1. Predimensionarea grinzilor

Predimensionarea pe baza criteriilor de rigiditate şi a criteriilor arhitecturale

Deschidere L=8.0m;
Travee t=7.0m.

Grinda longitudinală

$h_w=\left(\frac{1}{8}\div\frac{1}{12}\right)\cdot L=\left(\frac{1}{8}\div\frac{1}{12}\right)\cdot 8.00=1.00\div 0.66$ m **h_w=0.70 m;**

$b_w=\left(\frac{1}{2}\div\frac{1}{3}\right)\cdot h_w=\left(\frac{1}{2}\div\frac{1}{3}\right)\cdot 0.70=0.35\div 0.23$ m **b_w=0.30 m;**

Grinda transversală

$h_w=\left(\frac{1}{8}\div\frac{1}{12}\right)\cdot t=\left(\frac{1}{8}\div\frac{1}{12}\right)\cdot 7.00=0.875\div 0.583$ m **h_w=0.60 m;**

$b_w=\left(\frac{1}{2}\div\frac{1}{3}\right)\cdot h_w=\left(\frac{1}{2}\div\frac{1}{3}\right)\cdot 0.60=0.30\div 0.20$ m **b_w=0.30 m**.

E 5.2.2.2. Predimensionarea plăcilor

Predimensionarea pe baza criteriilor de rigiditate şi izolare fonică

În faza de predimensionare se consideră lumina aproximativ egală cu deschiderea interax. Trama tipică este 8 x7m, placa fiind armată pe doua direcţii. Pentru limitarea săgeţilor verticale şi obţinerea unor procente de armare economice se pot utiliza următoarele condiţii :

- $h_{sl}=\frac{P}{180}+20$ mm;

$L_0 = L-b_w = 8.00-0.30 = 7.70$ m;
$t_0 = t-b_w = 7.00-0.30 = 6.70$ m;
$P = 2(L_0+ t_0) = 2(7.70+6.70) = 28.80$ m;
L_0 şi t_0 - deschiderile de calcul pe cele două direcţii;
P **-** perimetrul plăcii;

- h_{sl}>130 mm, din motive de izolare fonică

Se alege **h_{sl}=18cm** .

Evaluarea încărcărilor gravitaționale în situația de proiectare la cutremur
Se detaliază gruparea acțiunilor, respectiv gruparea efectelor structurale ale acțiunilor, care conțin acțiunea seismică .

$$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{unde:}$$

$G_{k,j}$ - efectul acțiunii permanente j , luată cu valoarea caracteristică;

$Q_{k,i}$ - efectul pe structură al acțiunii variabile i, luată cu valoarea caracteristică;

A_{Ek} - valoarea caracteristică a acțiunii seismice ce corespunde intervalului mediu de recurență pentru Starea Limita Ultima (ULS) ;

$\psi_{2,i}$ - coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acțiunii variabile i ;

γ_I - coeficient de importanță și expunere a clădirii.

Valorile caracteristice G_k si Q_k sunt valorile normate ale acțiunilor conform standardelor de încărcări. Pentru încărcările din zăpadă și cele datorate exploatării Ψ_2= 0.4.

Tabelul E 5.2.1 Evaluarea încărcărilor pe placa de planșeu a nivelului curent

Încărcare	q^n (kN/m^2)	n^{ld}	ns^d	q^{ld} (kN/m^2)	q^{sd} (kN/m^2)
Greutate proprie placă	4.5	1.0	1.35	4.5	6.075
Încărcare utilă	2.5	0.4	1.5	1	3.75
Încărcare din compartimentări și pardoseală	2.07	1.0	1.35	2.07	2.79
				7.57	12.615

Tabelul E 5.2.2 Evaluarea încărcărilor pe grinzile perimetrale la nivelul curent

Încărcare	q^n (kN/m^2)	n^{ld}	ns^d	q^{ld} (kN/m^2)	q^{sd} (kN/m^2)
Încărcare din închideri	3.0	1.0	1.35	3.0	4.05

Tabelul E 5.2.3 Evaluarea încărcărilor pe placa de planșeu a ultimului nivel

Încărcare	q^n (kN/m^2)	n^{ld}	ns^d	q^{ld} (kN/m^2)	q^{sd} (kN/m^2)
Greutate proprie placă	4.5	1.0	1.35	4.5	6.075
Încărcare din Termo-Hidroizolație	3.85	1.0	1.35	3.85	5.2
Încărcare utilă	0.75	0.4	1.5	0.3	1.125
Încărcare din zăpadă	2	0.4	1.5	0.8	3.0
				9.45	15.4

E 5.2.2.3. Predimensionarea stâlpilor

Deoarece stâlpii structurii nu sunt elemente care participă la preluarea forţei laterale, acest rol fiind îndeplinit de către pereţii structurali, ei se vor proiecta ca elemente secundare. Criteriile referitoare la înălțimea relativă a zonei comprimate sunt mai puţin restrictive, acceptându-se un nivel mai mare al compresiunii în stâlpi decât în cazul celor ce alcătuiesc structurile în cadre de beton armat, cu rol principal în preluarea acțiunilor seismice. Astfel, conform paragrafului 5.6.2.4 din [1], forța axială adimensională din stâlpi se recomandă a nu depăși valoarea de 0.7.

1. Stâlp marginal

Aria aferentă stâlpului marginal : A_{af}= 8·3.5= 28m^2
Încărcări : - greutate proprie stâlp N_{gp}=0.50·0.50·25·(14·3+6)
N_{gp}=300 kN
- greutate grinzi N_{gr}=15·0.30·0.70·8·25+15·0.30·0.60·3.50·25
N_{gr}=866.30 kN

N_{tot}= 300+866.3+(14·28·7.57+1·28·9.45)+13·8·3+8·5.07 = 4751 kN
v_{rec}=0.7

$$b=\sqrt{\frac{4751\cdot 10^3}{20\cdot 0.7}}=682 \text{ mm}$$

2. Stâlp de colț

Aria aferentă stâlpului de colț : A_{af}= 4.0·3.5= 14.0 m^2
N_{tot}= 300+15·25·(0.3·0.7·4+0.3·0.6·3.5)+(14·14·7.57+1·14·9.45)+3·7.5+5.07·7.5 = 2528 kN

$$b_{cm}=h_{cm}=\sqrt{\frac{2528\cdot 10^3}{20\cdot 0.7}}=425\text{mm}$$

3. Stâlp interior

Aria aferentă stâlpului interior: A_{af}= 8·7= 56 m^2

N_{tot}=300+12·25·(0.3·0.7·8+0.3·0.6·7)+14·56·7.57+56·9.45 = 7867 kN

v_{rec}=0.7

$$b_{cc}=h_{cc}=\sqrt{\frac{7867\cdot 10^3}{20\cdot 0.7}}=750 \text{ mm.}$$

Se aleg: - pentru stâlpi marginali şi de colț: b_c=70 cm;
- pentru stâlpi interiori: b_c=75 cm.

E 5.2.3. Calculul structurii conform CR2-1-1.1

E 5.2.3.1. Evaluarea încărcărilor seismice:

Forța tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcție principală, se determină cu relația:

$$F_b = \gamma_1 \cdot S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

în care:

γ_1 - factorul de importanță – expunere la cutremur a construcției; pentru clădiri obișnuite $\gamma_1 = 1$;

a. În direcția Y (direcția pereților cuplați):

$S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de proiectare corespunzător perioadei proprii fundamentde vibrație T_1. Pentru orașul București și perioada $T_1 < T_c$:

$$Sd(T_1) = \frac{a_g \cdot \beta(T)}{q}$$

q_y - factorul de comportare al structurii; pentru structuri redundante cu pereți cuplați din beton armat, regulate în plan și în elevație, pentu clasa H de ductilitate, se ia: a. $q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 5.0 \cdot 1.25 = 6.25$, pentru DCH;

b. $q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3.5 \cdot 1.25 = 4.375$, pentru DCM.

b. În direcția X (direcția pereților izolați):

$S_d(T_1)$ - ordonata spectrului de proiectare corespunzător perioadei proprii fundamentale de vibrație T_1. Pentru orașul București și perioada $T_1 < T_c$:

$$S_d(T_1) = \frac{a_g \cdot \beta(T)}{q}$$

q_x - factorul de comportare al structurii; pentru structuri redundante în cadre din beton armat, regulate în plan și în elevație, pentu clasa H de ductilitate, se calculează: a. $q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4.0 \cdot 1.15 = 4.60$, pentru DCH;

b. $q = q_0 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3.0 \cdot 1.15 = 3.45$, pentru DCM;

a_g - accelerația orizontala maximă a terenului, pentru București $a_g = 0{,}30$ g;

$\beta(T)$ - spectru normalizat de răspuns elastic;

T_1 - perioada proprie de vibrație a structurii;

m - masa totală a clădirii calculată ca sumă a maselor de nivel;

$$m = \sum_{i=1}^{n} m_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{G_i}{g};$$

λ - factor de corecţie care ţine seama de contribuţia modului propriu fundamental la răspunsul seismic al structurii:

λ=0,85 pentru $T_1<T_c$ şi clădirea are mai mult de 2 niveluri;

λ=1,0 pentru restul construcţiilor.

Calculul coeficientului seismic „c":

$$c = \gamma_1 \cdot S_d(T_1) \cdot \lambda / g = F_{Tb}/G$$

a. În direcţia pereţilor cuplaţi: 1. DCH $\boldsymbol{c_y = 1 \cdot 0.12 \cdot 0.85 = 0.102}$

2. DCM $\boldsymbol{c_y = 1 \cdot 0.171 \cdot 0.85 = 0.146}$

b. În direcţia pereţilor izolaţi: 1. DCH $\boldsymbol{c_x = 1 \cdot 0.163 \cdot 0.85 = 0.139}$

2. DCM $\boldsymbol{c_x = 1 \cdot 0.217 \cdot 0,85 = 0.185}$

E 5.2.3.2. Verificarea deplasărilor laterale

E 5.2.3.2.1. Verificarea la starea limită de serviciu (SLS)

Această verificare are ca scop asigurarea continuităţii în funcţionare a clădirii în urma unui cutremur de intensitate mică, cu probabilitate mare de apariţie pe durata de viaţă a construcţiei (IMR= 30 ani). Acest deziderat se realizează prin limitarea degradării elementelor nestructurale şi a componentelor instalaţiilor construcţiei.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLS} = \nu q d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$$

d_r^{SLS} - deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată SLS;

ν - factor de reducere care ţine seama de intervalul de recurenţă al acţiunii seismice asociate verificărilor pentru SLS. Valoarea factorului ν este 0.5;.

q - factorul de comportare specific tipului de structură;

d_{re} - deplasarea relativă a aceluiaşi nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare;

$d_{r,a}^{SLS}$ - valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel: $d_{r,a}^{SLS}$=0.005.

E 5.2.3.2.2. Verificarea la starea limită ultimă (SLU)

Starea limită ultimă mai este întalnită în bibliografie ca starea limită de siguranţă a vieţii. Este deci uşor de intuit că această verificare are drept scop evitarea pierderilor de vieţi omeneşti la atacul unui cutremur major. În acest scop, limitarea deplasărilor laterale are ca efect prevenirea apariţiei unor degradări suficient de mari încât să producă prăbuşirii totale a elementelor nestructurale.

Verificarea la deplasare se face pe baza expresiei:

$$d_r^{SLU} = cqd_{re} \leq d_{r,a}^{SLU}$$

d_r^{SLU} - deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată SLU;

q - factorul de comportare specific tipului de structură;

d_{re} - deplasarea relativă a aceluiaşi nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare;

c - coeficient de amplificare al deplasărilor, care ţine seama că pentru $T<T_c$ (T_c este perioada de control a spectrului de răspuns) deplasările seismice calculate în domeniul inelastic sunt mai mari decât cele corespunzătoare răspunsului seismic elastic. Valorile c se aleg conform relaţiei:

$$1 \le c = 3 - 2{,}3\frac{T}{T_C} \le \frac{\sqrt{T_C q}}{1.7};$$

$d_{r,a}^{ULS}$ - valoare admisibilă a deplasării relative de nivel, egală cu 0.025h (unde h este înălţimea de nivel).

Tabelul E 5.2.4 Factori de comportare şi coeficienţi de reducere

Direcţie	Clasa	q	c	c_{max}
Long.	DCH	4.60	1.56	1.60
	DCM	3.45		1.38
Trans.	DCH	6.25		1.86
	DCM	4.38		1.56

Tabelul E 5.2.5 Verificarea deplasărilor laterale în direcția longitudinală

		DCH						DCM					
Nivel	Direcție	$d_r^{e,\,DCH}$ (m)	d_r^{SLS} (m)	d_{ra}^{SLS} (m)	d_r^{SLU} (m)	d_{ra}^{SLU} (m)	Verif	$d_r^{e,\,DCM}$ (m)	d_r^{SLS} (m)	d_{ra}^{SLS} (m)	d_r^{SLU} (m)	d_{ra}^{SLU} (m)	Verif.
E14	Longitudinal	0.0016	0.0037		0.0115		ok	0.0021	0.0037		0.0136		ok
E13		0.0017	0.0039		0.0122		ok	0.0022	0.0039		0.0142		ok
E12		0.0017	0.0040		0.0125		ok	0.0023	0.0039		0.0144		ok
E11		0.0018	0.0041		0.0127		ok	0.0024	0.0041		0.0150		ok
E10		0.0018	0.0042		0.0132		ok	0.0024	0.0041		0.0150		ok
E9		0.0018	0.0041		0.0129		ok	0.0024	0.0041		0.0153		ok
E8		0.0018	0.0041		0.0129		ok	0.0024	0.0041		0.0150		ok
E7		0.0018	0.0041	0.005	0.0129	0.025	ok	0.0024	0.0041	0.005	0.0150	0.025	ok
E6		0.0018	0.0041		0.0127		ok	0.0023	0.0039		0.0144		ok
E5		0.0016	0.0038		0.0117		ok	0.0022	0.0038		0.0140		ok
E4		0.0016	0.0036		0.0113		ok	0.0020	0.0035		0.0127		ok
E3		0.0014	0.0032		0.0101		ok	0.0018	0.0031		0.0114		ok
E2		0.0012	0.0028		0.0086		ok	0.0015	0.0026		0.0097		ok
E1		0.0010	0.0022		0.0069		ok	0.0012	0.0021		0.0078		ok
P		0.0005	0.0012		0.0038		ok	0.0007	0.0012		0.0042		ok

Tabelul E 5.2.6 Verificarea deplasărilor laterale în direcția transversală

		DCH						DCM					
Nivel	Direcție	$d_r^{e,\,DCH}$ (m)	d_r^{SLS} (m)	d_{ra}^{SLS} (m)	d_r^{SLU} (m)	d_{ra}^{SLU} (m)	Verif.	$d_r^{e,\,DCM}$ (m)	d_r^{SLS} (m)	d_{ra}^{SLS} (m)	d_r^{SLU} (m)	d_{ra}^{SLU} (m)	Verif.
E14	Transversal	0.0012	0.0039		0.0120		ok	0.0019	0.0041		0.0113		ok
E13		0.0013	0.0041		0.0127		ok	0.0019	0.0042		0.0117		ok
E12		0.0013	0.0041		0.0127		ok	0.0020	0.0044		0.0121		ok
E11		0.0014	0.0043		0.0133		ok	0.0020	0.0044		0.0123		ok
E10		0.0014	0.0044		0.0137		ok	0.0021	0.0046		0.0127		ok
E9		0.0014	0.0044		0.0137		ok	0.0021	0.0045		0.0125		ok
E8		0.0014	0.0044		0.0137		ok	0.0021	0.0045		0.0125		ok
E7		0.0014	0.0043	0.005	0.0133	0.025	ok	0.0021	0.0045	0.005	0.0125	0.025	ok
E6		0.0014	0.0043		0.0133		ok	0.0020	0.0044		0.0121		ok
E5		0.0013	0.0041		0.0127		ok	0.0019	0.0042		0.0115		ok
E4		0.0012	0.0038		0.0117		ok	0.0018	0.0039		0.0109		ok
E3		0.0011	0.0033		0.0104		ok	0.0015	0.0034		0.0093		ok
E2		0.0009	0.0029		0.0091		ok	0.0014	0.0030		0.0083		ok
E1		0.0008	0.0024		0.0075		ok	0.0011	0.0023		0.0065		ok
P		0.0004	0.0013		0.0039		ok	0.0006	0.0012		0.0034		ok

E 5.2.3.3. Dimensionarea elementelor structurale - calculul pereților

Proiectarea structurii conform principiului ierarhizării capacităţilor de rezistenţă presupune stabilirea unor zone în care se vor concentra deformaţiile plastice din timpul exercitării unei acţiuni seismice intense. Aceste zone, denumite zone critice, beneficiază de o detaliere specială, cu scopul de a le înzestra cu capacitatea de deformare necesară disipării histeretice a unei cantităţi cât mai mare de energie. Zona critică, în cazul pereţilor structurali, izolaţi sau cuplaţi, este zona de la baza acestora (situată deasupra nivelului superior al infrastructurii sau fundaţiilor), având lungimea:

$$h_{cr} = \max\{l_w, H_w/6\} \leq h_s, \text{ pentru clădiri cu cel mult 6 niveluri}$$

$$\leq 2h_s, \text{ pentru clădiri cu peste 6 niveluri}$$

în care:

H_w - înălţimea peretelui

l_w - lungimea secţiunii peretelui.

Pentru a obține o micşorare a forţei seismice pereţii structurali au fost proiectaţi ca având o grosime variabilă pe înălțime. Grosimile pereților pe înălțimea structurii sunt prezentate în tabelul de mai jos:

Tabelul E 5.2.7 Grosimi pereți structurali

Grosimi pereţi (cm)				
Perete	Izolat longitudinal		Cuplat transversal	
Varianta	DCH	DCM	DCH	DCM
E10…E14	25	25	25	25
E4…E9	30	30	35	40
P…E3	35	40	45	55

E 5.2.3.3.2. Calculul pereților izolați la moment încovoietor

Valorile de dimensionare, M, ale momentelor încovoietoare în secțiunile orizontale ale pereților structurali se determină cu relațiile :

a) în suprastructură, pentru zona A:

$$M_{Ed} = M'_{Ed,o}$$

b) în suprastructură, pe înălțimea zonei B:

$$M_{Ed} = k_M \omega M'_{Ed} < \omega M'_{Ed,o}$$

M'_{Ed} - momentul încovoietor din încărcările seismice de proiectare, incluzând eventualele corecţii rezultate în urma redistribuţiei eforturilor între pereţi.

k_M - un coeficient de corecţie a momentelor încovoietoare din pereţi:

- în zona A:

$$k_M = 1{,}0;$$

- în zona B:

k_M = 1,30 pentru clasa de ductilitate DCH;

k_M = 1,15 pentru clasa de ductilitate DCM .

Pentru montanții izolați:

ω - raportul dintre valoarea momentului capabil de rasturnare, M_{Rd}, calculat la baza suprastructurii (la baza zonei A), asociat mecanismului de plastificare a peretelui structural individual, şi valoarea momentului de răsturnare, M_{Ed}, corespunzător încărcărilor seismice de calcul.

Stabilirea necesității unui calcul al ductilității se face în funcție de înălțimea relativă a zonei comprimate. Daca valorile ξ_{max} depășesc:

0,100 (ω + 2), în cazul proiectării pentru clasa DCH şi

0,135 (ω + 2), în cazul proiectării pentru clasa DCM,

sunt necesare măsuri speciale de confinare a zonelor confinate de beton.

Exemplificarea calculului în cazul peretelui longitudinal izolat

1. Clasa H de ductilitate

l_w = 8.85 m; H_w = 48 m;
h_{cr} = max{l_w, H_w/6} = max{8.85; 8}
h_{cr} = 8.85 m
Prin urmare, zona A se va extinde pe înălţimea parterului şi a primului etaj (9.0 m).

Calculul armăturii longitudinale este prezentat în tabelele 5.2.8…5.2.20 pentru pereții izolați. În aceste tabele semnificația termenilor este:

P - forța axială determinată în urma analizei;
M_{Rd} - momentul capabil pentru armarea propusă;

Armările obţinute sunt prezentate în Figura 2.

Armare verticală:	
In bulb:	18φ28 + 6φ25
Pe inima:	2φ12/200

Tabelul E 5.2.8 Armare longitudinală zona A, nivelul 1

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	ω
1	P8	GSSXENN	Jos	-18281	-123724	128500	1.04
1		GSSXENP	Jos	-17116	124050	125400	1.01
1		GSSXEPN	Jos	-18362	-121956	128700	1.06
1		GSSXEPP	Jos	-17035	122282	125200	1.02

Tabelul E 5.2.9 Armare longitudinală zona A,nivelul 2

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
2	P8	GSSXENN	Jos	-16755	-90013	124400
2		GSSXENP	Jos	-15624	90338	121200
2		GSSXEPN	Jos	-16832	-88706	124700
2		GSSXEPP	Jos	-15547	89031	121000

Tabelul E 5.2.10 Verificarea necesarului de armatură suplimentară pentru confinare

N.A.	x_u	Comb.	ξ_u	ξ_{max}	$\xi<\xi_{lim}$
226	167	GSSXENN	0.214	0.304	DA
243	150	GSSXENP	0.192	0.301	DA
225	168	GSSXEPN	0.215	0.306	DA
244	148	GSSXEPP	0.190	0.302	DA

Tabelul E 5.2.11 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'_{Ed} (kNm)	ω	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXENN	Jos	-1317	3784	1.039	5108	30680	20φ16	2φ10/ 200
14				-2472	4863		6566	35340		
13				-3628	4415		5962	39960		
12				-4785	2349		3172	44550		
11				-5944	-1124		-1517	49010		
10				-7134	-6099		-8234	53570		
9				-8325	-12373		-16706	58060		
8				-9517	-19929		-26908	62490		
7				-10710	-28701		-38751	66840		
6				-11903	-38672		-52214	71110		
5				-13096	-49699		-67103	75230		
4				-14317	-62035		-83758	100100	24φ22	2φ12/ 200
3				-15537	-75460		-101885	103800		

Tabelul E 5.2.12 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'_{Ed} (kNm)	ω	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXENP	Jos	-1228	-3820	1.011	-5020	30310	20φ16	2φ10/ 200
14				-2296	-4850		-6374	34650		
13				-3362	-4376		-5751	38950		
12				-4430	-2285		-3003	43170		
11				-5499	1214		1596	47340		
10				-6598	6226		8182	51560		
9				-7700	12528		16464	55720		
8				-8804	20112		26430	59880		
7				-9911	28910		37992	63970		
6				-11023	38908		51131	68020		
5				-12141	49966		65663	72000		
4				-13294	62344		81929	96840	24φ22	2φ12/ 200
3				-14455	75786		99594	100500		

Tabelul E 5.2.13 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'_{Ed} (kNm)	ω	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXEPN	Jos	-1319	3743	1.055	5135	30690	20φ16	2φ10/ 200
14				-2480	4802		6588	35380		
13				-3642	4360		5981	40050		
12				-4805	2325		3190	44610		
11				-5969	-1096		-1504	49120		
10				-7165	-6001		-8232	53680		
9				-8363	-12185		-16716	58210		
8				-9561	-19630		-26930	62640		
7				-10760	-28270		-38784	67010		
6				-11960	-38092		-52258	71310		
5				-13159	-48955		-67161	75440		
4				-14386	-61114		-83842	100300	24φ22	2φ12/ 200
3				-15610	-74348		-101997	104000		

Tabelul E 5.2.14 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'$_{Ed}$ (kNm)	ω	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXEPP	Jos	-1225	-3779	1.024	-5030	30320	20φ16	2φ10/ 200
14				-2287	-4789		-6375	34600		
13				-3349	-4321		-5751	38890		
12				-4411	-2261		-3009	43100		
11				-5474	1187		1579	47250		
10				-6567	6128		8157	51420		
9				-7662	12340		16425	55590		
8				-8760	19812		26370	59720		
7				-9861	28480		37907	63790		
6				-10967	38328		51016	67800		
5				-12079	49222		65515	71770		
4				-13226	61424		81756	96610	24φ22	2φ12/ 200
3				-14382	74674		99393	100300		

2. Clasa M de ductilitate

Armare efectiva:	
In bulb:	12φ32 + 24φ28
Pe inima:	2φ16/200

Tabelul E 5.2.15 Armare longitudinală zona A, nivelul 1

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	ω
1	P8	GSSXENN	Jos	-18637	-168203	172900	1.028
1		GSSXENP	Jos	-17120	168554	169200	1.004
1		GSSXEPN	Jos	-18741	-165702	173200	1.045
1		GSSXEPP	Jos	-17016	166054	169000	1.018

Tabelul E 5.2.16 Armare longitudinală zona A, nivelul 2

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)
2	P8	GSSXENN	Jos	-17046	-122828	169100
2		GSSXENP	Jos	-15573	123175	165200
2		GSSXEPN	Jos	-17146	-120952	169300
2		GSSXEPP	Jos	-15473	121299	164900

Tabelul E 5.2.17 Verificarea necesarului de armătură suplimentară pentru confinare

N.A.	x_u	Comb.	ξ_u	ξ_{lim}	$\xi<\xi_{lim}$
209.7	183	GSSXENN	0.207	0.409	DA
228.3	164	GSSXENP	0.186	0.406	DA
208.4	184	GSSXEPN	0.208	0.411	DA
229.5	163	GSSXEPP	0.184	0.407	DA

Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'$_{Ed}$ (kNm)	ω	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXENN	Jos	-1333	4950	1.028	5852	30810	20φ16	2φ10/ 200
14				-2503	6286		7431	35540		
13				-3676	5577		6593	40170		
12				-4849	2702		3194	44740		
11				-6023	-2066		-2442	49260		
10				-7229	-8845		-10456	53840		
9				-8436	-17381		-20546	58370		
8				-9644	-27650		-32685	62830		
7				-10852	-39559		-46763	67250		
6				-12060	-53112		-62785	82330	24φ18	2φ12/ 200
5				-13266	-67984		-80365	86290		
4				-14530	-84839		-100289	121800	18φ28+ 6φ25	2φ14/ 200
3				-15790	-103069		-121840	125500		

Tabelul E 5.2.18 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'$_{Ed}$ (kNm)	ω	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXENP	Jos	-1216	-4989	1.004	-5759	30330	20φ16	2φ10/ 200
14				-2272	-6275		-7244	34600		
13				-3328	-5538		-6393	38810		
12				-4384	-2636		-3043	42930		
11				-5441	2160		2494	47050		
10				-6528	8976		10362	51200		
9				-7618	17541		20249	55330		
8				-8711	27837		32135	59400		
7				-9809	39773		45914	63440		
6				-10911	53352		61590	78370	24φ18	2φ12/ 200
5				-12021	68256		78795	82200		
4				-13195	85165		98315	117700	18φ28+ 6φ25	2φ14/ 200
3				-16329	95400		119384	121400		

Tabelul E 5.2.19 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'$_{Ed}$ (kNm)	ω	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXEPN	Jos	-1336	4897	1.045	5887	30810	20φ16	2φ10/ 200
14				-2514	6213		7468	35560		
13				-3693	5519		6634	40230		
12				-4874	2694		3238	44840		
11				-6056	-1992		-2395	49400		
10				-7270	-8671		-10423	54000		
9				-8485	-17079		-20530	58560		
8				-9701	-27192		-32686	63050		
7				-10917	-38921		-46784	67470		
6				-12133	-52270		-62830	82570	24φ18	2φ12/ 200
5				-13347	-66921		-80441	86540		
4				-14618	-83515		-100388	122100	18φ28+ 6φ25	2φ14/ 200
3				-15885	-101469		-121970	125700		

Tabelul E 5.2.20 Armare longitudinală zona B

Nivel	Perete	Comb.	Loc	P (kN)	M'$_{Ed}$ (kNm)	ω	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	Armare	
									Bulb	Inimă
15	P8	GSSXEPP	Jos	-1213	-4936	1.018	-5777	30300	20φ16	2φ10/200
14				-2262	-6202		-7258	34550		
13				-3310	-5480		-6414	38750		
12				-4359	-2628		-3076	42840		
11				-5408	2086		2442	46910		
10				-6487	8802		10302	51030		
9				-7569	17239		20177	55130		
8				-8654	27380		32045	59180		
7				-9743	39134		45803	63210		
6				-10838	52509		61457	78140	24φ18	2φ12/200
5				-11939	67192		78642	81940		
4				-13107	83841		98128	108600	18φ28+ 6φ25	2φ14/200
3				-14285	101816		119166	121100		

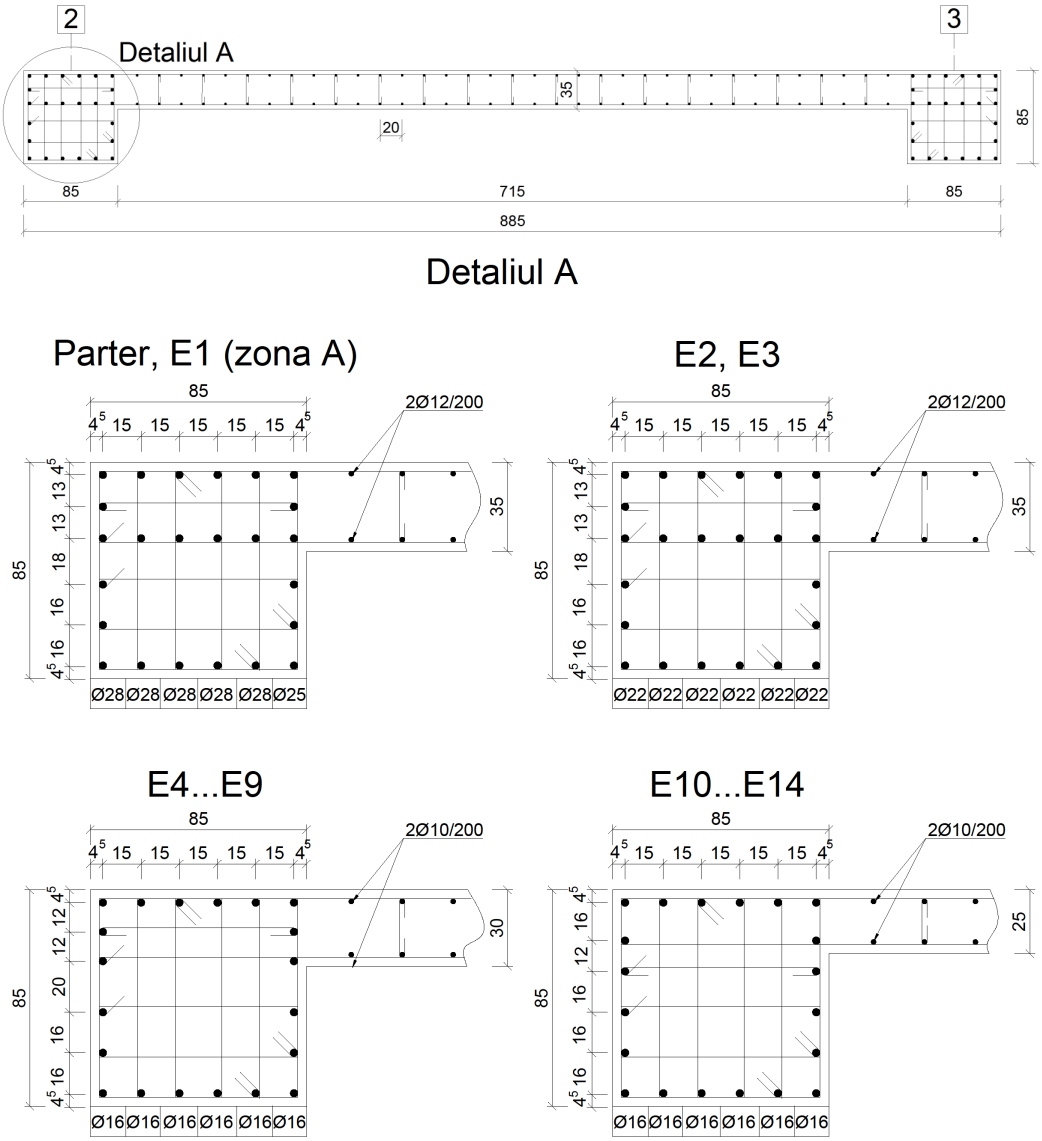


Figura E 5.2.2. Armare longitudinală perete izolat longitudinal P8..P11, clasa de ductilitate H

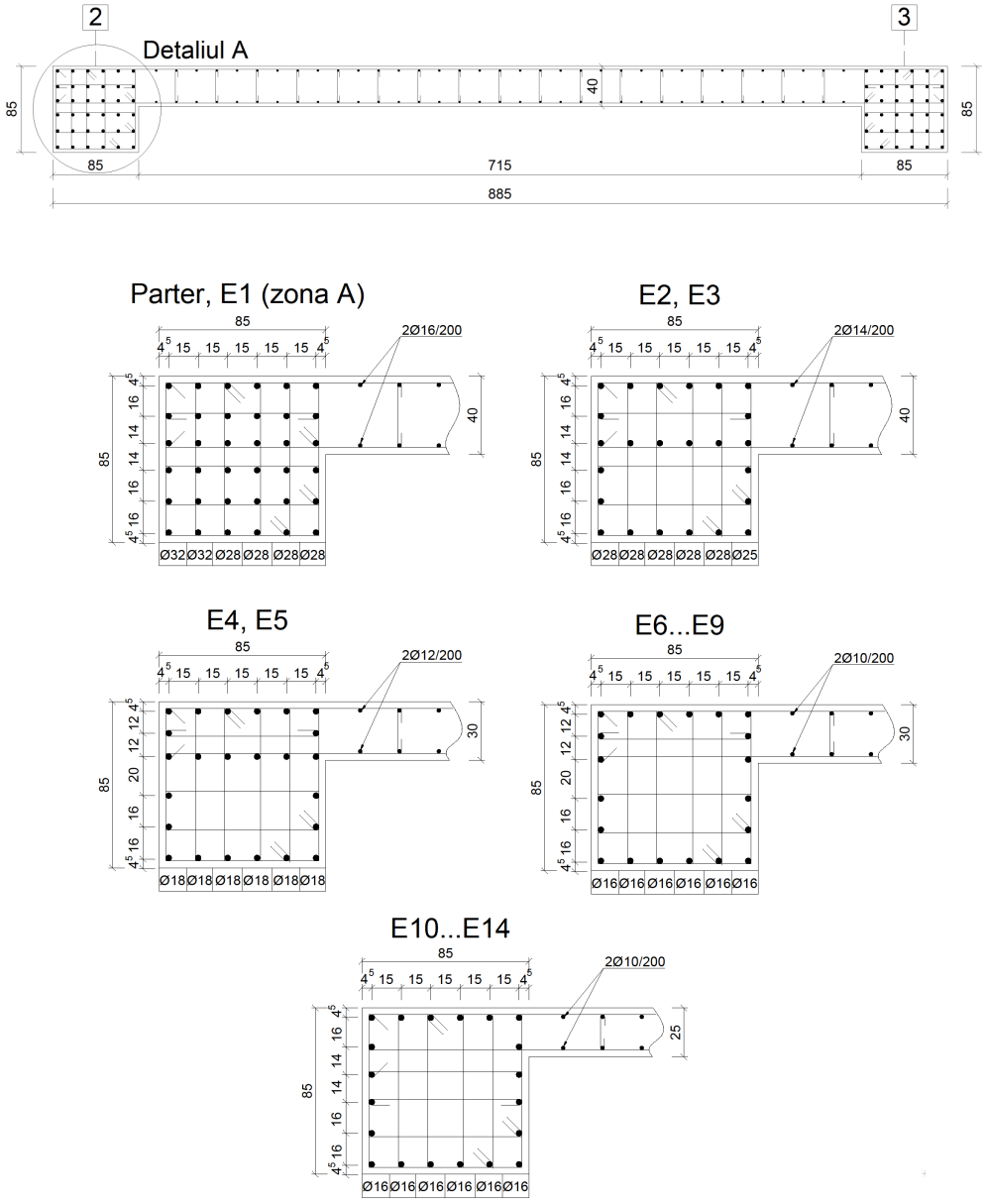


Figura E 5.2.3. Armare longitudinală perete izolat longitudinal P8..P11, clasa de ductilitate M

E 5.2.3.3.3. Calculul pereților cuplați la moment încovoietor

E 5.2.3.3.3.1. Armarea longitudinală a grinzilor de cuplare

Armarea grinzilor de cuplare se poate face în două moduri: cu bare ortogonale sau cu carcase înclinate. De cele mai multe ori, dimensiunile grinzilor fiind dictate de cele ale golurilor, condiţiile din cod referitoare la secţiunea de beton a riglelor implică, de fapt, alegerea unuia din cele două moduri de detaliere, al doilea fiind cel recomandat în cazul structurilor ce fac parte din clasa H.

În cazul grinzilor de cuplare cu carcase înclinate, aria de armatura înclinată se determină cu relaţia :

$$V_{Ed} \leq 2\Sigma A_{si} f_{yd,i} \sin\alpha$$

Exemplu :

1. Clasa H de ductilitate

a. Rigla de cuplare parter (400x45 cm)

V_{max} = 2373 kN < $0.1 b_w h f_{cd}$ = 3600 kN; pentru această grindă se poate adopta varianta de armare cu bare ortogonale.

Tabelul E 5.2.21 Armare grindă de cuplare parter

M_{ed}^+ (kNm)	M_{ed}^- (kNm)	A_{s1}^{nec} (mm^2)	A_{s1}^{ef} (mm^2)		M_{Rb}^+ (kNm)
2950	-3131	1735	1900	2φ25 + 3φ22	3232

A_{s2}^{nec} (mm^2)	A_{s2}^{ef} (mm^2)		M_{Rb}^- (kNm)	Q_{as} (kN)
1841	2121	2φ25 + 3φ22	3608	2714

b. Rigla de cuplare etaj curent (150x40/25 cm)

Tabelul E 5.2.22 Armare grindă de cuplare etaj curent

Nivel	Perete	Comb.	Loc (m)	M_{Ed} (kNm)	V_{ed} (kN)	As ^{nec} (mm^2)	As ^{ef} (mm^2)	Q_{cap} (kN)	Q_{as} (kN)	Armare carcasă
14	B48	GSSYENN	0.4	-789	483	1368	1608	568	710	8φ16
14			3.6	757						
13			0.4	-813	498	1410				
13			3.6	781						
12			0.4	-837	513	1453				
12			3.6	805						
11			0.4	-862	528	1496				
11			3.6	829						
10			0.4	-1207	742	2102	2035	719	899	8φ18
10			3.6	1169						
9			0.4	-1223	752	2130				
9			3.6	1184						
8			0.4	-1226	754	2134				
8			3.6	1186						
7			0.4	-1211	744	2108				
7			3.6	1171						
6			0.4	-1175	722	2043				
6			3.6	1134						
5			0.4	-1113	683	1932	2035	719	899	8φ18
5			3.6	1071						
4			0.4	-1284	788	2232				
4			3.6	1238						
3			0.4	-1132	692	1960	1821	643	804	4φ18 + 4φ16
3			3.6	1083						
2			0.4	-942	574	1624				
2			3.6	893						

c. Rigla de cuplare ultimul etaj (50x25cm)

Tabelul E 5.2.23 Armare grindă de cuplare ultimul nivel

M_{ed}^+ (kNm)	M_{ed}^- (kNm)	A_{s1}^{nec} (mm^2)	A_{s1}^{ef} (mm^2)		M_{Rb}^+ (kNm)
18	-50	99	615	4φ18	110

A_{s2}^{nec} (mm^2)	A_{s2}^{ef} (mm^2)		M_{Rb}^- (kNm)	Q_{as} (kN)
278	615	4φ18	110	86

2.Clasa M de ductilitate

Tabelul E 5.2.24 Armare grindă de cuplare etaj curent

Nivel	Perete	Comb.	Loc (m)	M_{Ed} (kNm)	V_{ed} (kN)	As ^{nec} (mm^2)	As ^{ef} (mm^2)	Q_{cap} (kN)	Q_{as} (kN)	Armare carcasă
14	B48	GSSYENN	0.4	-931	572	1619	1608	568	710	8φ16
14			3.6	899						
13			0.4	-955	587	1661				
13			3.6	923						
12			0.4	-979	602	1703				
12			3.6	946						
11			0.4	-1001	616	1743				
11			3.6	969						
10			0.4	-1401	864	2445	2513	888	1110	8φ18
10			3.6	1363						
9			0.4	-1409	869	2459				
9			3.6	1370						
8			0.4	-1402	864	2446				
8			3.6	1363						
7			0.4	-1375	847	2398				
7			3.6	1335						
6			0.4	-1323	815	2306				
6			3.6	1283						
5			0.4	-1242	764	2162	2273	803	1004	8φ18
5			3.6	1201						
4			0.4	-1428	878	2486				
4			3.6	1382						
3			0.4	-1249	766	2169	2035	719	899	4φ18 + 4φ16
3			3.6	1203						
2			0.4	-1031	630	1783				
2			3.6	984						

E 5.2.3.3.4. Armarea longitudinala a pereților cuplați

În cazul pereților cuplați, pentru fiecare montant suprarezistența, ω, se calculează în modul următor:

$$\omega \cong \frac{M_{Rd,0} + 0.85 \cdot \left[\sum \left(V^{l}_{Edb,i} \cdot L^{l}_{i}\right) + \sum \left(V^{r}_{Edb,i} \cdot L^{r}_{i}\right)\right]}{M'_{Ed,0} + \sum \left(V'^{l}_{Edb,i} \cdot L^{l}_{i}\right) + \sum \left(V'^{r}_{Edb,i} \cdot L^{r}_{i}\right)} \leq q$$

în care:

$M_{Rd,0}$ - momentul capabil la baza montantului considerat

$V'_{Edb,i}$ - forţa tăietoare produsă în grinda „i" din stanga ($V'^{l}_{Edb,i}$) sau dreapta ($V'^{r}_{Edb,i}$) montantului, sub încărcările seismice de proiectare

$V_{Edb,i}$ - forţa tăietoare din grinda „i" din stanga ($V^{l}_{Edb,i}$) sau dreapta ($V^{r}_{Edb,i}$) montantului, asociată atingerii momentului capabil, incluzând efectul suprarezistenţei;

L_i - distanţa măsurată din axul grinzii „i" până în centrul de greutate al secţiunii montantului considerat.

Forța axială de calcul în montant se obține pornind de la forța dată de încărcările gravitaționale din gruparea specială, adunând sau scazând, după caz, o forța axială asociată plastificării riglelor de cuplare, egală cu suma forțelor tăietoare asociate momentelor încovoietoare capabile. Se consideră ca nu toate riglele se plastifică și, prin urmare, această sumă se amplifică cu un coeficient subunitar egal cu 0.85.

Între cei doi montanți se permite o redistribuire a momentului încovoietor, deoarece în analiză ambii au fost prevăzuți cu aceeași rigiditate. În realitate, rigiditățile celor doi montanți sunt foarte diferite, unul fiind întins iar celălalt comprimat. Dacă în modelarea pereților s-ar fi ținut cont de acest aspect, aceștia s-ar fi încărcat de la sine cu momente încovoietoare cu valori diferite.

Redistribuția de momente între cei doi montanți are ca efect o redistribuție echivalentă a forței tăietoare care trebuie luată în calculul armăturii transversale.

1. Clasa H de ductilitate

Armare verticală:	
In bulb:	19φ28
Pe inima:	3φ12/200

hcr=	8.00
Red%=	28.82

Tabelul E 5.2.25 Armare longitudinală zona A- montantul întins

Nivel	Pier	Loc	N_{g1} (kN)	$\Sigma V_{edb,i}^{r}$ (kN)	$0.85\Sigma V_{edb,i}^{r}$ (kN)	N_{c1} (kN)	M_{S1} (kNm)	M'_{Ed1} (kNm)	$\Sigma V'^{r}_{edb,i}$ (kN)	M_{rd1} (kNm)	ω1
2	P4	Sus	11145	10823	9200	1945	45229			59550	
2		Jos	11471	10823	9200	2271	60302			60620	
1		Sus	12093	13537	11507	587	49486			55050	
1		Jos	12745	13537	11507	1239	80392	57220	10957	57220	1.026

Tabelul E 5.2.26 Armare longitudinală zona A- montantul comprimat

Nivel	Pier	Loc	N_{g2} (kN)	$\Sigma V_{edb,i}^{l}$ (kN)	$0.85\Sigma V_{edb,i}^{r}$ (kN)	N_{c2} (kN)	M_{S2} (kNm)	M'_{Ed2} (kNm)	$\Sigma V'^{l}_{edb,i}$ (kN)	M_{rd2} (kNm)	ω2
2	P3	Sus	11272	10823	9200	20472	45731			109300	
2		Bot	11598	10823	9200	20798	60568			109800	
1		Sus	12264	13537	11507	23771	49508			114600	
1		Bot	12916	13537	11507	24423	80468	103640	9832	115600	1.134

Tabelul E 5.2.27 Necesitatea prevederii de armătură de confinare suplimentară

Montant	ξ_{lim}	x_{lim}	x	ξ_u	$x<x_{lim}$
Intins	0.303	236	38	0.048	DA
Comprimat	0.313	244	284	0.363	NU

Red %=	28.8	ω1=	1.026	M_{So1}=	80392	$\omega 1 M_{So1}$*=	58692
k_M=	1.3	ω2=	1.134	M_{So2}=	80468	$\omega 2 M_{So2}$*=	117550

Armare longitudinală zona B- montant întins

Etaj	Perete	Loc	M_{S1} (kNm)	M^*_{S1} (kNm)	M_{Ed1} (kNm)	N_{g1} (kN)	$0.85\ \Sigma V_{edb,i}{}^{r}$ (kN)	N_{c1} (kN)	M_{Rd1} (kNm)	Armare	
										Bulb	Inimă
15	P4	Sus	1549	1102	1470	641	73	568	20410	16φ16	2φ10/ 200
15		Jos	1270	904	1206	864		791	21210		
14		Sus	5293	3767	5024	1404	676	727	20990		
14		Jos	2434	1733	2310	1627		950	21790		
13		Sus	6560	4669	6226	2166	1280	886	21560		
13		Jos	2509	1785	2381	2389		1109	22360		
12		Sus	6748	4803	6404	2929	1883	1046	22130		
12		Jos	1379	981	1308	3152		1269	22920		
11		Sus	5729	4078	5437	3692	2487	1205	22680		
11		Jos	-765	-545	726	3915		1428	23480		
10		Sus	4745	3377	4503	4458	3340	1119	25580	16φ16	2φ12/ 200
10		Jos	-3535	-2516	3355	4733		1393	26550		
9		Sus	2036	1449	1932	5277	4193	1084	25460		
9		Jos	-7205	-5128	6838	5551		1358	26420		
8		Sus	-1630	-1160	1547	6096	5046	1050	25340		
8		Jos	-11841	-8428	11238	6370		1324	26300		
7		Sus	-6338	-4511	6015	6915	5899	1016	25220		
7		Jos	-17422	-12400	16535	7190		1291	26170		
6		Sus	-12084	-8601	11469	7736	6752	984	29230		
6		Jos	-23988	-17074	22767	8010		1258	30200	7φ22+ 9φ16+	2φ12/ 200
5		Sus	-18930	-13474	17967	8557	7516	1041	29440		
5		Jos	-31508	-22426	29904	8832		1316	30400		
4		Sus	-25996	-18503	24673	9384	8279	1105	44890	5φ25+ 14φ22	3φ12/ 200
4		Jos	-39890	-28392	37859	9710		1431	45980		
3		Sus	-35023	-24928	33240	10264	8963	1301	45560		
3		Jos	-49297	-35088	46788	10590		1627	46640		

Tabelul E 5.2.28 Armare longitudinală zona B- montant comprimat

Etaj	Perete	Loc	M_{S2} (kNm)	M^*_{S2} (kNm)	M_{Ed2} (kNm)	N_{g2} (kN)	N_{c2} (kN)	M_{Rd2} (kNm)
15	P3	Sus	838	1285	1894	620	693	20860
15		Jos	1278	1645	2425	843	916	21660
14		Sus	4845	6371	9393	1390	2066	25770
14		Jos	2521	3223	4752	1613	2289	26570
13		Sus	6180	8071	11900	2160	3440	30540
13		Jos	2632	3355	4947	2383	3663	31320
12		Sus	6395	8340	12298	2930	4813	35210
12		Jos	1499	1897	2797	3153	5036	35960
11		Sus	5361	7012	10339	3700	3700	31430
11		Jos	-695	-915	1350	3923	6410	40520
10		Sus	4376	5744	8469	4483	7823	48010
10		Jos	-3387	-4406	6496	4757	8097	48870
9		Sus	1730	2316	3415	5317	9510	53300
9		Jos	-7019	-9095	13411	5591	9784	54130
8		Sus	-1912	-2382	3512	6150	11196	58310
8		Jos	-11642	-15055	22199	6425	11471	59080
7		Sus	-6621	-8448	12456	6984	12882	62980
7		Jos	-17231	-22253	32811	7258	13157	63690
6		Sus	-12390	-15873	23405	7816	14568	71380
6		Jos	-23832	-30746	45335	8091	14843	72040
5		Sus	-19286	-24742	36482	8648	16164	75080
5		Jos	-31433	-40515	59738	8923	16439	75690
4		Sus	-26380	-33874	49946	9490	17770	92360
4		Jos	-39825	-51323	75675	9816	18096	93040
3		Sus	-35431	-45526	67127	10382	19345	95510
3		Jos	-49324	-63533	93678	10708	19671	96140

2. Clasa M de ductilitate

Armare verticală:	
In bulb:	26φ32
Pe inima:	3φ16/200

Red%
27.42

Tabelul E 5.2.29 Armare longitudinală zona A- montantul întins

Etaj	Perete	Loc	N_{g1} (kN)	$\Sigma V_{edb,i}^{r}$ (kN)	0.85 $\Sigma V_{edb,i}^{r}$ (kN)	N_{c1} (kN)	M_{S1} (kNm)	M'_{Ed1} (kNm)	$\Sigma V'^{r}_{edb,i}$ (kN)	M_{rd1} (kNm)	ω1
2	P4	Sus	11490	12278	10436	1054	74369	53976		95790	
2		Jos	11867	12278	10436	1431	96133	69771		96950	
1		Sus	12495	15141	12870	-375	83162	60357		91220	
1		Jos	13250	15141	12870	380	129019	93640	12508	93640	1.012

Tabelul E 5.2.30 Armare longitudinală zona A- montantul comprimat

Etaj	Perete	Loc	N_{g2} (kN)	$\Sigma V_{edb,i}^{l}$ (kN)	0.85 $\Sigma V_{edb,i}^{r}$ (kN)	N_{c2} (kN)	M_{S2} (kNm)	M'_{Ed2} (kNm)	$\Sigma V'^{l}_{edb,i}$ (kN)	M_{rd2} (kNm)	ω2
2	P3	Sus	11540	12278	10436	21976	74901	95295		147700	
2		Jos	11917	12278	10436	22353	96385	122746		148300	
1		Sus	12581	15141	12870	25450	83222	106026		153000	
1		Jos	13336	15141	12870	26205	129094	164474	11383	154000	0.990

Red %=	27.4	ω1=	1.012	M_{S01}=	129019	$\omega_1 M_{So1}$*=	94787
k_M=	1.15	ω2=	0.990	M_{S02}=	129094	$\omega_2 M_{So2}$*=	162810

Tabelul E 5.2.31 Armare longitudinală zona B- montant întins

Etaj	Perete	Loc	M_{S1} (kNm)	M^*_{S1} (kNm)	M_{C1} (kNm)	N_{g1} (kN)	0.85 $\Sigma V_{edb,i}{}^{r}$ (kN)	N_{c1} (kN)	M_{rd1} (kNm)	Armare	
										Bulb	Inimă
15	P4	Sus	2100	1524	1774	645	73	572	20000	20φ14	2φ10/ 200
15		Jos	2277	1652	1923	868		795	20800		
14		Sus	7348	5333	6208	1415	676	739	20610		
14		Jos	3816	2769	3224	1638		962	21420		
13		Sus	8999	6531	7603	2185	1280	905	21210		
13		Jos	3765	2733	3181	2408		1128	22010		
12		Sus	9072	6584	7665	2955	1883	1071	21810		
12		Jos	1969	1429	1664	3178		1294	22620		
11		Sus	7390	5364	6244	3725	2487	1238	22410		
11		Jos	-1249	-906	1055	3948		1461	23210		
10		Sus	5521	4007	4665	4499	3430	1069	25040	20φ14	2φ12/ 200
10		Jos	-5898	-4281	4983	4799		1370	26090		
9		Sus	903	655	763	5351	4373	978	24700		
9		Jos	-11890	-8630	10046	5651		1278	25770		
8		Sus	-5127	-3721	4332	6203	5316	887	24370		
8		Jos	-19361	-14052	16357	6503		1187	25460		
7		Sus	-12730	-9239	10755	7055	6259	796	24050		
7		Jos	-28274	-20521	23888	7355		1096	25130		
6		Sus	-21890	-15888	18495	7907	7202	705	44950	26φ22	2φ12/ 200
6		Jos	-38706	-28092	32702	8207		1005	45950		
5		Sus	-32707	-23738	27633	8760	8055	704	44950		
5		Jos	-50585	-36714	42738	9060		1004	45950		
4		Sus	-44138	-32034	37291	9618	8908	710	66940	7φ28+ 19φ25	3φ14/ 200
4		Jos	-64113	-46532	54167	9995		1087	68150		
3		Sus	-58458	-42427	49389	10554	9672	881	67490		
3		Jos	-79059	-57380	66796	10931		1259	68710		

Tabelul E 5.2.32 Armare longitudinală zona B- montant comprimat

Etaj	Perete	Loc	M_{S2} (kNm)	M^*_{S2} (kNm)	M_{C2} (kNm)	N_{g2} (kN)	N_{c2} (kN)	M_{rd2} (kNm)
15	P3	Sus	1319	1895	2157	624	697	20460
15		Jos	2299	2923	3328	847	920	21280
14		Sus	6839	8854	10079	1395	2071	25390
14		Jos	3918	4964	5651	1618	2294	26180
13		Sus	8558	11026	12552	2166	3446	30180
13		Jos	3899	4932	5614	2389	3669	30920
12		Sus	8653	11141	12682	2937	4820	34850
12		Jos	2087	2627	2990	3160	5043	35600
11		Sus	6940	8967	10207	3708	3708	31070
11		Jos	-1209	-1551	1766	3931	6418	40160
10		Sus	5043	6557	7465	4492	7921	47930
10		Jos	-5747	-7364	8383	4792	8222	48880
9		Sus	520	768	874	5352	9725	53560
9		Jos	-11689	-14949	17018	5652	10025	54460
8		Sus	-5472	-6878	7829	6212	11528	58890
8		Jos	-19142	-24451	27834	6512	11828	59720
7		Sus	-13069	-16560	18851	7071	13330	63850
7		Jos	-28066	-35819	40775	7371	13630	64640
6		Sus	-22251	-28253	32163	7930	15132	88960
6		Jos	-38539	-49153	55954	8230	15432	89690
5		Sus	-33119	-42087	47911	8788	16843	92970
5		Jos	-50513	-64384	73293	9088	17143	93630
4		Sus	-44585	-56689	64532	9655	18564	116100
4		Jos	-64037	-81618	92911	10033	18941	116900
3		Sus	-58907	-74937	85306	10598	20271	119500
3		Jos	-79072	-100752	114693	10976	20648	120200

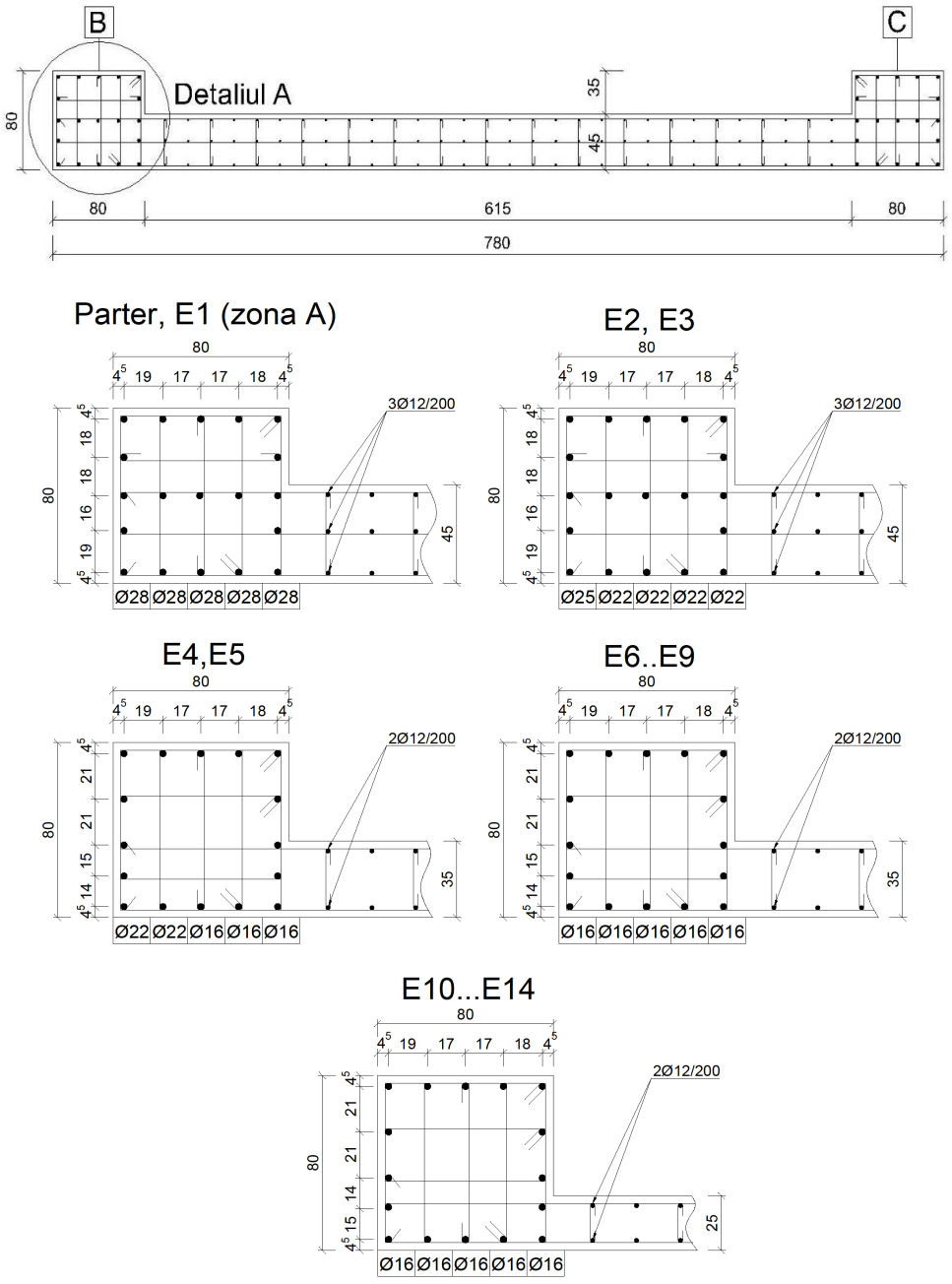


Figura E 5.2.4. Armare longitudinală perete cuplat transversal P1, P2, P5, P6, clasa de ductilitate H

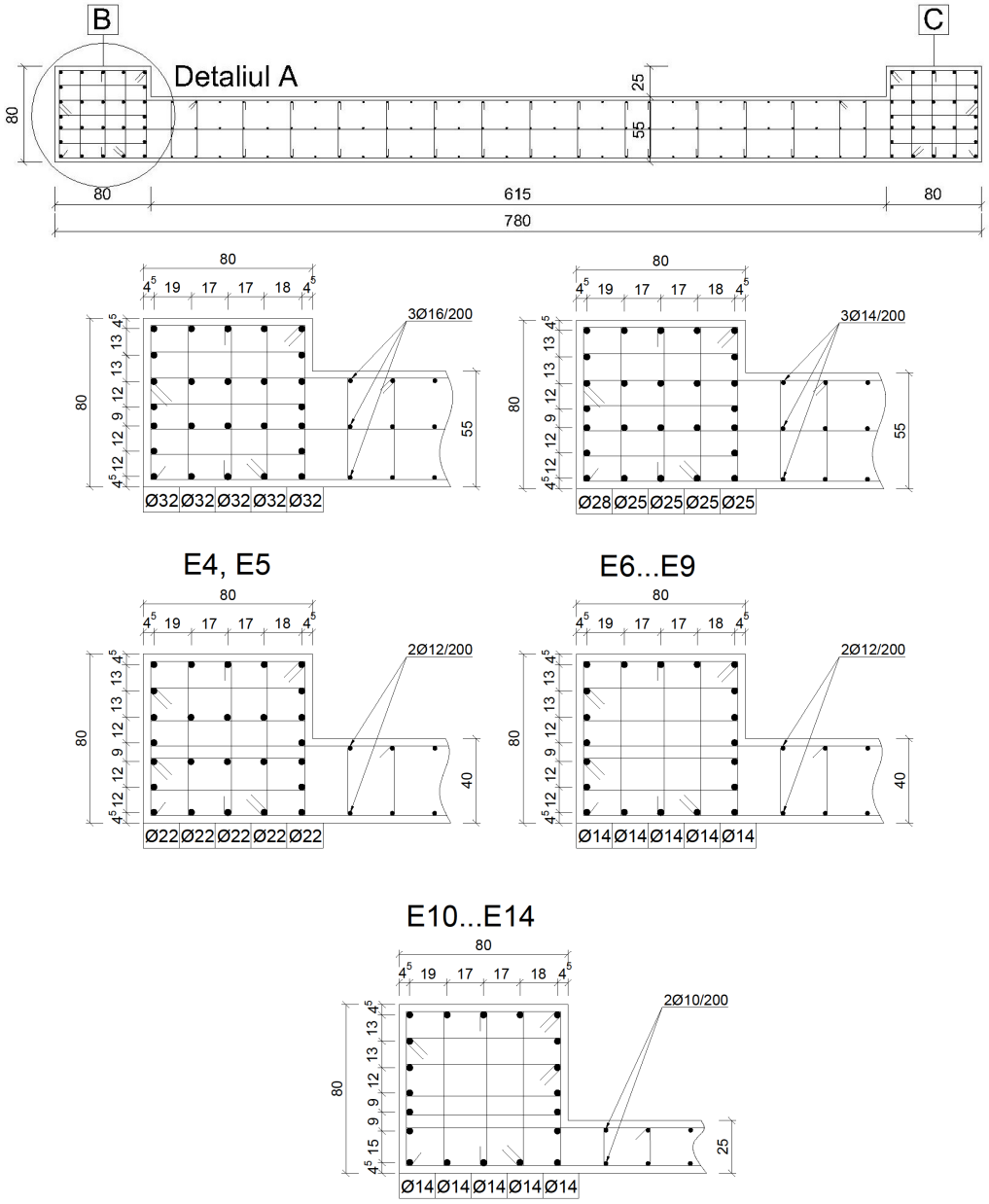


Figura E 5.2.5. Armare longitudinală perete cuplat transversal P1, P2, P5, P6, clasa de ductilitate M

E 5.2.3.3.5. Calculul la forță tăietoare

(1) Calculul la forță tăietoare constă în efectuarea a trei verificări:

- Verificarea secțiunii de beton în ceea ce privește capacitatea de a prelua eforturile principale de compresiune;
- Verificarea armăturilor transversale din inimă;
- Verificarea rosturilor orizontale.

(2) **a) Verificarea diagonalei comprimate de beton**

Valorile de proiectare V_{Ed} ale forţelor tăietoare din pereți se calculează astfel:

$$V_{Ed} = k_V \, \Omega \, V'_{Ed}$$

cu $1{,}5 \leq k_V \, \Omega \leq q$, unde:

k_V = 1,2 pentru clasa de ductilitate DCH şi
k_V = 1,0 pentru clasa de ductilitate DCM.

Forța tăietoare maximă:

$V_{Ed} \leq 0{,}15 \; b_{wo} \; l_w \; f_{cd}$, pentru DCH şi
$V_{Ed} \leq 0{,}18 \; b_{wo} \; l_w \; f_{cd}$, în cazul DCM,

în care:

$b_{w,}\, l_w$ - grosimea şi lungimea (pe orizontală) a inimii peretelui şi
f_{cd} - valoarea de proiectare a rezistenţei la compresiune a betonului.

(3) **b) Verificarea armăturilor transversale din inimă**

Pentru pereții la care $H_w / l_w, \geq 1$,dimensionarea armăturilor se face astfel:

-în zona A se consideră că forța tăietoare este preluată doar de armăturile orizontale din inima peretelui intersectate de o fisură înclinată la 45°:

$$V_{Ed} \leq \Sigma A_{sh} \, f_{yd,h};$$

- în zona B se consideră şi aportul betonului din zona comprimată în preluarea forței tăietoare:

$$V_{Rd,c} = 0{,}5 \sigma_{cp} b_{wo} l_w.$$

σ_{cp} reprezintă efortul unitar mediu de compresiune în perete, $\sigma_{cp}=N_{Ed}/A_c$;
n_e este numărul de bare orizontale din inima peretelui.

1. Clasa de ductilitate H

$n_e=2$, $0.15b_{w0}l_wf_{cd}=9293kN$

Tabelul E 5.2.33 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCH

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	ω	$k_V\omega V'_{Ed}$ (kN)	$1.5V'_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$
15	P8	GSSXENN	-1320	283.7	1.039	354	426	656	452	0.408	426	1108	50.3	8	200	Ok
14			-2479	-672		-837	-1008	1312	848	0.767	-1008	2160	50.3	8	200	Ok
13			-3638	-1200		-1495	-1799	1935	1245	1.125	-1799	3180	50.3	8	200	Ok
12			-4799	-1760		-2194	-2640	1935	1642	1.484	-2640	3577	50.3	8	200	Ok
11			-5961	-2247		-2800	-3370	1935	2040	1.844	-3370	3975	50.3	8	200	Ok
10			-7153	-2760		-3440	-4140	2304	2645	1.993	-4140	4949	78.5	10	200	Ok
9			-8348	-3193		-3980	-4790	2673	3087	2.325	-4790	5760	78.5	10	200	Ok
8			-9543	-3610		-4499	-5415	3024	3529	2.658	-5415	6553	78.5	10	200	Ok
7			-10740	-3990		-4972	-5984	3024	3971	2.992	-5984	6995	78.5	10	200	Ok
6			-11936	-4352		-5424	-6528	3024	4414	3.325	-6528	7437	78.5	10	200	Ok
5			-13132	-4619		-5757	-6929	3024	4856	3.658	-6929	7879	78.5	10	200	Ok
4			-14386	-5029		-6268	-7544	3475	5644	3.644	-7544	9119	113.1	12	200	Ok
3			-15638	-5256		-6551	-7885	5401	6135	3.961	-7885	11537	113.1	12	100	Ok
2			-16887	-5500		-6855	-8251	8372	-	4.278	-8251	8372	153.9	14	100	Ok
1			-18473	-5891		-7342	-8837	11852	-	4.680	-8837	11852	153.9	14	100	Ok

Tabelul E 5.2.34 Armare transversală perete izolat longitudinal,DCH

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	ω	$k_V\omega V'_{Ed}$ (kN)	$1.5V'_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$
15	P8	GSSXENP	-1232	-314	1.011	-391	-471	656	422	0.381	-471	1078	50.3	8	200	Ok
14			-2304	665.3		829	998	1312	788	0.713	998	2100	50.3	8	200	Ok
13			-3375	1188		1480	1781	1935	1155	1.044	1781	3090	50.3	8	200	Ok
12			-4447	1748		2179	2622	1935	1522	1.376	2622	3457	50.3	8	200	Ok
11			-5520	2236		2787	3355	1935	1889	1.708	3355	3824	50.3	8	200	Ok
10			-6624	2754		3432	4131	2304	2449	1.845	4131	4753	78.5	10	200	Ok
9			-7730	3186		3971	4780	2673	2858	2.153	4780	5531	78.5	10	200	Ok
8			-8838	3605		4493	5408	3024	3268	2.462	5408	6292	78.5	10	200	Ok
7			-9951	3987		4969	5980	3024	3680	2.772	5980	6703	78.5	10	200	Ok
6			-11067	4351		5423	6527	3024	4092	3.083	6527	7116	78.5	10	200	Ok
5			-12190	4624		5763	6936	3024	4508	3.396	6936	7531	78.5	10	200	Ok
4			-13377	5043		6286	7565	3475	5248	3.389	7565	8723	113.1	12	200	Ok
3			-14571	5264		6561	7896	5401	5717	3.691	7896	11118	113.1	12	100	Ok
2			-15773	5503		6859	8255	8372	-	3.996	8255	8372	153.9	14	100	Ok
1			-17327	5898		7351	8847	11852	-	4.389	8847	11852	153.9	14	100	Ok

Tabelul E 5.2.35 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCH

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	ω	$k_V\omega V'_{Ed}$ (kN)	$1.5V'_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$
15	P8	GSSXEPN	-1323	295.8	1.055	369	444	656	453	0.409	444	1109	50.3	8	200	Ok
14			-2487	-650		-810	-974	1312	851	0.769	-974	2163	50.3	8	200	Ok
13			-3652	-1169		-1456	-1753	1935	1250	1.130	-1753	3185	50.3	8	200	Ok
12			-4818	-1720		-2144	-2580	1935	1649	1.491	-2580	3584	50.3	8	200	Ok
11			-5986	-2199		-2741	-3299	1935	2049	1.852	-3299	3984	50.3	8	200	Ok
10			-7185	-2706		-3373	-4059	2304	2657	2.001	-4059	4961	78.5	10	200	Ok
9			-8386	-3133		-3904	-4699	2673	3101	2.336	-4699	5774	78.5	10	200	Ok
8			-9588	-3543		-4416	-5315	3024	3545	2.671	-5315	6569	78.5	10	200	Ok
7			-10791	-3917		-4882	-5876	3024	3990	3.006	-5876	7014	78.5	10	200	Ok
6			-11993	-4274		-5327	-6411	3024	4435	3.341	-6411	7458	78.5	10	200	Ok
5			-13195	-4539		-5657	-6808	3024	4879	3.676	-6808	7903	78.5	10	200	Ok
4			-14455	-4939		-6156	-7409	3475	5671	3.662	-7409	9146	113.1	12	200	Ok
3			-15712	-5166		-6438	-7749	5401	6164	3.980	-7749	11566	113.1	12	100	Ok
2			-16965	-5413		-6747	-8120	8372	-	4.298	-8120	8372	153.9	14	100	Ok
1			-18555	-5801		-7230	-8701	11852	-	4.701	-8701	11852	153.9	14	100	Ok

Tabelul E 5.2.36 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCH

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	ω	$k_V\omega V'_{Ed}$ (kN)	$1.5V'_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$
15	P8	GSSXEPP	-1229	-326	1.024	-406	-489	656	421	0.380	-489	1077	50.3	8	200	Ok
14			-2296	643		801	964	1312	786	0.710	964	2098	50.3	8	200	Ok
13			-3361	1157		1441	1735	1935	1150	1.040	1735	3085	50.3	8	200	Ok
12			-4427	1708		2129	2562	1935	1515	1.370	2562	3450	50.3	8	200	Ok
11			-5494	2189		2728	3283	1935	1880	1.700	3283	3815	50.3	8	200	Ok
10			-6592	2700		3365	4050	2304	2438	1.836	4050	4742	78.5	10	200	Ok
9			-7692	3126		3896	4689	2673	2844	2.143	4689	5517	78.5	10	200	Ok
8			-8794	3538		4410	5307	3024	3252	2.450	5307	6275	78.5	10	200	Ok
7			-9900	3914		4878	5871	3024	3661	2.758	5871	6684	78.5	10	200	Ok
6			-11010	4274		5327	6411	3024	4071	3.067	6411	7095	78.5	10	200	Ok
5			-12127	4544		5663	6815	3024	4484	3.378	6815	7508	78.5	10	200	Ok
4			-13308	4954		6174	7431	3475	5221	3.371	7431	8696	113.1	12	200	Ok
3			-14497	5174		6448	7760	5401	5688	3.673	7760	11089	113.1	12	100	Ok
2			-15695	5416		6750	8124	8372	-	3.976	8124	8372	153.9	14	100	Ok
1			-17245	5808		7239	8712	11852	-	4.369	8712	11852	153.9	14	100	Ok

Tabelul E 5.2.37 Armare transversală perete transversal cuplat, DCH

Red %	28.82
k_Q=	1.2
ω=	1.026
P..E3 n_e=	3
E4..14 n_e=	2
0.15b$l_w f_{cd}$=	10530

Niv.	Per.	N_{Ed1} (kN)	V'_{Ed1} (kN)	V^*_{Ed1} (kN)	V_{Ed1} (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp} (Mpa)	A_{so} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{Ed1}<V_{Rd}$
15	P4	790	101	72	108	928	656	272	0.279	50.3	8	200	Ok
14		948	962	685	1027	1639	1312	327	0.335	50.3	8	200	Ok
13		1106	1360	968	1452	2087	1706	381	0.391	50.3	8	200	Ok
12		1265	1800	1281	1921	2510	2074	436	0.447	78.5	10	200	Ok
11		1423	2175	1548	2322	2934	2443	490	0.503	78.5	10	200	Ok
10		1387	2773	1974	2961	3214	2665	549	0.402	78.5	10	200	Ok
9		1352	3093	2202	3302	3651	3116	535	0.392	113.1	12	200	Ok
8		1317	3417	2432	3648	4088	3567	521	0.382	113.1	12	200	Ok
7		1282	3707	2639	3958	4345	3837	507	0.372	113.1	12	200	Ok
6		1249	3980	2833	4249	4331	3837	494	0.362	113.1	12	200	Ok
5		1305	4204	2992	4488	4887	4370	516	0.378	153.9	14	200	Ok
4		1419	4629	3294	4942	6520	5908	612	0.349	153.9	14	200	Ok
3		1615	4763	3390	5085	8933	8236	696	0.397	153.9	14	150	Ok
2		2258	5035	3584	5376	9844	9844	-	-	153.9	14	150	Ok
1		1226	5153	3667	5502	10446	10446	-	-	153.9	14	150	Ok

Tabelul E 5.2.38 Armare transversală perete transversal cuplat, DCH

Red %	28.82
k_Q=	1.2
ω=	1.134
P..E3 n_e=	3
E4..14 n_e=	2
0.15b$l_w f_{cd}$=	10530 kN

Niv.	Per.	N_{Ed2} (kN)	V'_{Ed2} (kN)	V^*_{Ed2} (kN)	V_{Ed2} (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp} (Mpa)	A_{so} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{Ed1}<V_{Rd}$
15	P2	915	-142	-113	-153	971	656	315	0.323	50.3	8	200	Ok
14		2287	781	1059	1588	2100	1312	788	0.808	50.3	8	200	Ok
13		3659	1190	1582	2373	2966	1706	1261	1.293	50.3	8	200	Ok
12		5031	1639	2158	3237	3808	2074	1733	1.778	78.5	10	200	Ok
11		6403	2026	2653	3980	4650	2443	2206	2.263	78.5	10	200	Ok
10		8089	2598	3397	5096	5865	2665	3201	2.345	78.5	10	200	Ok
9		9775	2926	3818	5727	6983	3116	3867	2.833	113.1	12	200	Ok
8		11460	3254	4238	6358	8101	3567	4534	3.322	113.1	12	200	Ok
7		13145	3547	4615	6923	9038	3837	5201	3.810	113.1	12	200	Ok
6		14829	3824	4971	7457	9705	3837	5867	4.298	113.1	12	200	Ok
5		16424	4058	5270	7905	10869	4370	6498	4.761	153.9	14	200	Ok
4		18080	4477	5811	8716	13704	5908	7796	4.442	153.9	14	200	Ok
3		19654	4634	6006	9009	16711	8236	8475	4.829	153.9	14	150	Ok
2		20780	4955	6406.4	9610	9844	9844	-	-	153.9	14	150	Ok
1		24403	5161	6646.8	9970	10446	10446	-	-	153.9	14	150	Ok

2. Clasa de ductilitate M

$n_e=2$, $0.18b_{w0}l_wf_{cd}=12744kN$

Tabelul E 5.2.39 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCM

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	ω	$k_V\omega V'_{Ed}$ (kN)	$1.5V'_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$
15			-1333	379.7		390	569	656	456	0.412	569	1112	50.3	8	200	Ok
14			-2503	-900		-925	-1350	1312	857	0.774	-1350	2169	50.3	8	200	Ok
13			-3676	-1603		-1648	-2404	1935	1258	1.137	-2404	3193	50.3	8	200	Ok
12			-4849	-2351		-2416	-3526	2304	1659	1.500	-3526	3963	78.5	10	200	Ok
11			-6023	-3002		-3086	-4503	2673	2061	1.863	-4503	4734	78.5	10	200	Ok
10			-7229	-3686		-3789	-5529	3475	2673	2.014	-5529	6148	113.1	12	200	Ok
9			-8436	-4268		-4387	-6402	3926	3119	2.350	-6402	7045	113.1	12	200	Ok
8	P8	GSSXENN	-9644	-4827	1.028	-4962	-7241	4354	3566	2.686	-7241	7920	113.1	12	200	Ok
7			-10852	-5336		-5485	-8004	4887	4013	3.023	-8004	8900	153.9	14	200	Ok
6			-12060	-5823		-5986	-8735	5420	4459	3.359	-8735	9879	153.9	14	200	Ok
5			-13266	-6175		-6347	-9262	5926	4906	3.695	-9262	10832	153.9	14	200	Ok
4			-14530	-6721		-6909	-10082	5926	5974	3.375	-10082	11900	153.9	14	200	Ok
3			-15790	-7032		-7228	-10548	7935	6492	3.668	-10548	14427	153.9	14	100	Ok
2			-17046	-7372		-7578	-11058	11174	-	3.960	-11058	11174	201.1	16	100	Ok
1			-18637	-7857		-8076	-11786	15481	-	4.329	-11786	15481	201.1	16	100	Ok

Tabelul E 5.2.40 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCM

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	ω	$k_V\omega V'_{Ed}$ (kN)	$1.5V'_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$
15			-1216	-421		-433	-632	656	416	0.376	-632	1072	50.3	8	200	Ok
14			-2272	884		909	1326	1312	778	0.703	1326	2090	50.3	8	200	Ok
13			-3328	1582		1626	2373	1935	1139	1.029	2373	3074	50.3	8	200	Ok
12			-4384	2330		2395	3495	2304	1500	1.356	3495	3804	78.5	10	200	Ok
11			-5441	2983		3067	4475	2673	1862	1.683	4475	4535	78.5	10	200	Ok
10			-6528	3670		3773	5505	3475	2414	1.818	5505	5889	113.1	12	200	Ok
9			-7618	4253		4371	6379	3926	2817	2.122	6379	6743	113.1	12	200	Ok
8	P8	GSSXENP	-8711	4814	1.004	4949	7221	4354	3221	2.427	7221	7575	113.1	12	200	Ok
7			-9809	5326		5475	7989	4887	3627	2.732	7989	8514	153.9	14	200	Ok
6			-10911	5816		5978	8724	5420	4035	3.039	8724	9455	153.9	14	200	Ok
5			-12021	6174		6346	9261	5926	4445	3.348	9261	10371	153.9	14	200	Ok
4			-13195	6729		6917	10093	5926	5425	3.065	10093	11352	153.9	14	200	Ok
3			-14380	7034		7231	10551	7935	5912	3.340	10551	13847	153.9	14	100	Ok
2			-15573	7371		7577	11057	11174	-	3.617	11057	11174	201.1	16	100	Ok
1			-17120	7863		8083	11795	15481	-	3.977	11795	15481	201.1	16	100	Ok

Tabelul E 5.2.41 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCM

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	ω	$k_V\omega V'_{Ed}$ (kN)	$1.5V'_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$
15	P8	GSSXEPN	-1336	395.4	1.045	406	593	656	457	0.413	593	1113	50.3	8	200	Ok
14			-2514	-869		-893	-1303	1312	860	0.778	-1303	2172	50.3	8	200	Ok
13			-3693	-1560		-1603	-2340	1935	1264	1.142	-2340	3199	50.3	8	200	Ok
12			-4874	-2295		-2359	-3443	2304	1668	1.508	-3443	3972	78.5	10	200	Ok
11			-6056	-2936		-3018	-4404	2673	2073	1.874	-4404	4746	78.5	10	200	Ok
10			-7270	-3613		-3714	-5420	3475	2688	2.025	-5420	6163	113.1	12	200	Ok
9			-8485	-4186		-4303	-6280	3926	3138	2.363	-6280	7063	113.1	12	200	Ok
8			-9701	-4737		-4869	-7106	4354	3587	2.702	-7106	7941	113.1	12	200	Ok
7			-10917	-5239		-5385	-7858	4887	4037	3.041	-7858	8924	153.9	14	200	Ok
6			-12133	-5720		-5879	-8579	5420	4487	3.380	-8579	9906	153.9	14	200	Ok
5			-13347	-6068		-6238	-9103	5926	4936	3.718	-9103	10862	153.9	14	200	Ok
4			-14618	-6605		-6789	-9907	5926	6010	3.396	-9907	11936	153.9	14	200	Ok
3			-15885	-6914		-7107	-10371	7935	6531	3.690	-10371	14466	153.9	14	100	Ok
2			-17146	-7259		-7462	-10889	11174	-	3.983	-10889	11174	201.1	16	100	Ok
1			-18741	-7745		-7961	-11618	15481	-	4.353	-11618	15481	201.1	16	100	Ok

Tabelul E 5.2.42 Armare transversală perete izolat longitudinal, DCM

Niv.	Per.	Comb.	N_{Ed} (kN)	V'_{Ed} (kN)	ω	$k_V\omega V'_{Ed}$ (kN)	$1.5V'_{Ed}$ (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	A_{sh} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)	$V_{ed}<V_{Rd}$
15	P8	GSSXEPP	-1213	-437	1.018	-449	-655	656	415	0.375	-655	1071	50.3	8	200 mm	Ok
14			-2262	852.8		877	1279	1312	774	0.700	1279	2086	50.3	8	200	Ok
13			-3310	1539		1582	2308	1935	1133	1.024	2308	3068	50.3	8	200	Ok
12			-4359	2274		2338	3411	2304	1492	1.348	3411	3796	78.5	10	200	Ok
11			-5408	2917		2998	4375	2673	1851	1.673	4375	4524	78.5	10	200	Ok
10			-6487	3597		3698	5396	3475	2399	1.807	5396	5873	113.1	12	200	Ok
9			-7569	4171		4287	6256	3926	2799	2.108	6256	6725	113.1	12	200	Ok
8			-8654	4724		4856	7086	4354	3200	2.411	7086	7554	113.1	12	200	Ok
7			-9743	5228		5374	7842	4887	3603	2.714	7842	8490	153.9	14	200	Ok
6			-10838	5712		5872	8568	5420	4008	3.019	8568	9427	153.9	14	200	Ok
5			-11939	6067		6237	9101	5926	4415	3.326	9101	10341	153.9	14	200	Ok
4			-13107	6612		6797	9918	5926	5389	3.045	9918	11315	153.9	14	200	Ok
3			-14285	6917		7110	10375	7935	5873	3.318	10375	13808	153.9	14	100	Ok
2			-15473	7258		7461	10887	11174	-	3.594	10887	11174	201.1	16	100	Ok
1			-17016	7751		7968	11627	15481	-	3.953	11627	15481	201.1	16	100	Ok

Tabelul E 5.2.43 Armare transversală perete transversal cuplat-monatnt întins, DCM

Red %	27.4
k_Q=	1
ω=	1.012
P..E3 n_e=	3
E4..14 n_e=	2
$0.18bl_wf_{cd}$=	15444 kN

Niv.	Per.	N_{Ed2} (kN)	V'_{Ed2} (kN)	V^*_{Ed2} (kN)	V_{Ed2} (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp} (MPa)	A_{so} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)
15	P4	795	-48	-35	-35	930	656	274	0.281	50.3	8	200
14		962	1188	862	1293	2381	2050	331	0.340	78.5	10	200
13		1128	1754	1273	1910	2832	2443	389	0.399	78.5	10	200
12		1294	2377	1725	2588	3111	2665	446	0.457	78.5	10	200
11		1461	2888	2096	3144	3619	3116	503	0.516	113.1	12	200
10		1370	3819	2772	4158	4668	4100	568	0.364	153.9	14	200
9		1278	4276	3103	4655	5434	4903	530	0.340	153.9	14	200
8		1187	4755	3451	5176	5716	5223	492	0.316	153.9	14	200
7		1096	5190	3767	5651	5678	5223	455	0.291	153.9	14	200
6		1005	5613	4074	6111	6310	5893	417	0.267	153.9	14	150
5		1004	5966	4330	6495	6979	6562	417	0.267	153.9	14	150
4		1087	6666	4838	7257	8801	8303	497	0.232	153.9	14	150
3		1259	6874	4989	7483	12227	11652	576	0.268	153.9	14	100
2		1431	7259	5269	7903	14464	14464	-	-	153.9	14	100
1		380	7651	5553	8329	15669	15669	-	-	153.9	14	100

Tabelul E 5.2.44 Armare transversală perete transversal cuplat-montant comprimat, DCM

Red %	27.4
k_Q=	1
ω=	0.990
P..E3 n_e=	3
E4..14 n_e=	2
$0.18bl_wf_{cd}$=	15444 kN

St.	Pier	N_{Ed2} (kN)	V'_{Ed2} (kN)	V^*_{Ed2} (kN)	V_{Ed2} (kN)	V_{Rd} (kN)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	σ_{cp}	A_{so} (mm^2)	φ (mm)	s (mm)
15	P3	920	-315	-328	-325	973	656	317	0.325	50.3	8	200
14		2294	984	1310	1965	2840	2050	790	0.811	78.5	10	200
13		3669	1563	2044	3066	3707	2443	1264	1.296	78.5	10	200
12		5043	2198	2850	4275	4402	2665	1737	1.782	78.5	10	200
11		6418	2725	3517	5275	5327	3116	2211	2.268	113.1	12	200
10		8222	3609	4656	6985	7511	4100	3411	2.187	153.9	14	200
9		10025	4081	5254	7880	9063	4903	4159	2.666	153.9	14	200
8		11828	4567	5871	8806	10130	5223	4907	3.146	153.9	14	200
7		13630	5008	6431	9647	10878	5223	5655	3.625	153.9	14	200
6		15432	5437	6977	10465	12295	5893	6403	4.104	153.9	14	150
5		17143	5805	7441	11162	13675	6562	7113	4.559	153.9	14	150
4		18941	6492	8320	12479	18509	8303	8663	4.039	153.9	14	150
3		20648	6728	8613	12919	21223	11652	9444	4.403	153.9	14	100
2		22353	7166	9156	13735	14464	14464	-	-	153.9	14	100
1		26205	7653	9751	14627	15669	15669	-	-	153.9	14	100

c) Verificarea rosturilor orizontale

Verificarea este necesară doar în zona A a pereților, unde trebuie respectată urmatoarea relație:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

$V_{Rd,s}$ reprezintă valoarea de proiectare a rezistenţei la lunecare:

$$V_{Rd,s} = \mu_f (\Sigma A_{sv} f_{yd,v} + 0{,}7\, N_{Ed}) + \Sigma A_{si} f_{yd,i} (\cos \alpha + \mu_f \sin\alpha)$$

ΣA_{sv} - armăturilor verticale active de conectare,

ΣA_{si} - suma secţiunilor armăturilor înclinate sub unghiul α, faţă de planul potenţial de forfecare, solicitate la întindere de forţele laterale,

N_{Ed} - valoarea de proiectare a forţei axiale în secţiunea orizontală considerată, în combinaţia de încărcări care include acţiunea seismică,

μ_f - coeficientul de frecare beton pe beton sub acţiuni ciclice: μ_f = 0,6 pentru DCH si 0.7 pentru DCM.

În cazul pereților cuplați inegalitatea se scrie pentru întreg ansamblul, lungimea rostului fiind egală cu suma lungimilor secțiunilor pereților. Calculul este exemplificat în tabelele 45 – 48.

1. Clasa de ductilitate H

Tabelul E 5.2.45 Verificarea în lungul rostului-perete izolat

Niv.	Comb.	Per.	Loc	P (kN)	V_{Ed} (kN)	$\Sigma A_{s,inima}$ (mm^2)	$\Sigma A_{s,bulb}$ (mm^2)	ΣA_{sv} (mm^2)	$V_{Rd,s}$ (kN)
2	GSSXENN	P8	Jos	-16755	-8251	7917	14030	21947	12765
1	GSSXENN			-18281	-8837				12924
2	GSSXENP			-15624	8255				11808
1	GSSXENP			-17116	8847				12435
2	GSSXEPN			-16832	-8120				12316
1	GSSXEPN			-18362	-8701				12958
2	GSSXEPP			-15547	8124				11776
1	GSSXEPP			-17035	8712				12401

Tabelul E 5.2.46 Verificarea în lungul rostului- perete cuplat

Niv.	Per.	P (kN)	V_{Ed1} (kN)	Per.	P (kN)	V_{Ed2} (kN)	V_{Ed} (kN)	$\Sigma A_{s,inima}$ (mm^2)	$\Sigma A_{s,bub}$ (mm^2)	ΣA_{sv} (mm^2)	$V_{Rd,s}$ (kN)
2	P4	2271	5376	P3	20798	9610	14986	10179	11700	43758	21110
1		1239	5502		24423	9970	15472	10179	11700	43758	22199

2. Clasa de ductilitate M

Tabelul E 5.2.47 Verificarea în lungul rostului- perete izolat, DCM

Niv.	Comb.	Per.	Loc	P (kN)	V_{Ed} (kN)	$\Sigma A_{s,inima}$ (mm^2)	$\Sigma A_{s,bulb}$ (mm^2)	ΣA_{sv} (mm^2)	$V_{Rd,s}$ (kN)
2	GSSXENN	P8	Jos	-17046	-11058	14077	24430	38507	17209
1	GSSXENN			-18637	-11786				15089
2	GSSXENP			-15573	11057				13802
1	GSSXENP			-17120	11795				14452
2	GSSXEPN			-17146	-10889				14462
1	GSSXEPN			-18741	-11618				15133
2	GSSXEPP			-15473	10887				13760
1	GSSXEPP			-17016	11627				14408

Tabelul E 5.2.48 Verificarea în lungul rostului- perete cuplat, DCM

Niv.	Per.	P (kN)	V_{Ed1} (kN)	Per.	P (kN)	V_{Ed2} (kN)	V_{Ed} (kN)	$\Sigma A_{s,inima}$ (mm^2)	$\Sigma A_{s,bulb}$ (mm^2)	ΣA_{sv} (mm^2)	$V_{Rd,s}$ (kN)
2	P4	1431	7903	P3	22353	13735	21638	18099	20909	78016	35410
1		380	8329		26205	14627	22956	18099	20909	78016	36783

E 5.2.3.3.6. Calculul armăturii de confinare a zonelor comprimate

Verificarea nu este necesară dacă este îndeplinită condiția (7.7) din CR 2-1-1:

$$\xi_u = x_u / l_w \leq \xi_{max}$$

unde x_{max}=0,100 (Ω + 2), în cazul proiectării pentru clasa DCH şi x_{max}=0,135 (Ω + 2) în cazul DCM. Dacă această condiție nu este satisfacută, se calculează armătura necesară pentru confinarea zonelor comprimate.

Calcul de ductilitate pentru peretele transversal cuplat, DCH, montantul comprimat

Considerând rezistenţele de calcul ale materialelor, înălţimea zonei comprimate este:

x_u=343 cm, ξ_u= 343/ 780 =0.440

ξ_{max}=0,100 (Ω + 2)= 0,100 (1.13 + 2)=0.313

$$\xi_u > \xi_{max}$$

Este necesară efectuarea unui calcul al ductilităţii, luând în considerare efectul de confinare a betonului.

Stabilirea cerinței, $\theta_{u,nec}$

$$\theta_{u,nec}^{ULS} = cq\theta_e$$

θ_e - rotirea corzii determinată prin calcul elastic sub acţiunile seismice de proiectare:

$$\theta_e = d_i / L_v.$$

L_v - lungimea brațului de forță tăietoare. În calcul aceasta se consideră egală cu înălțimea punctului de inflexiune, sau a punctului in care valoarea momentului încovoietor este zero.

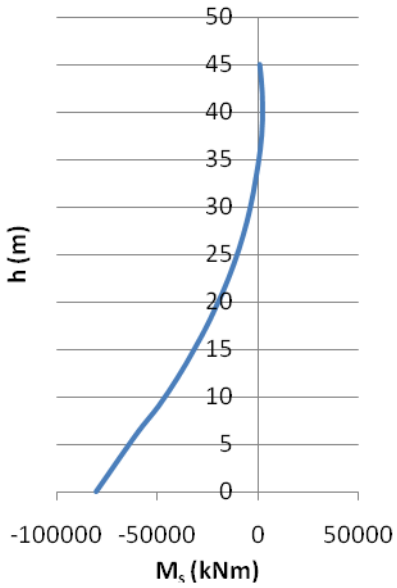


Figura E 5.2.6. Determinarea punctului de inflexiune

În acest caz, L_v=34 m.

d_i - deplasarea laterală a punctului de inflexiune:

d_i=3.62 cm;

θ_e=0.00106 rad;

c - coeficientul din anexa E a codului P100-1

$c=3-2.3T/T_c$;

$c=1.56$;

$$\theta_{u,nec} = 1.56 \cdot 6.25 \cdot 0.00106;$$

$$\theta_{u,nec} = 0.0103 \text{ rad.}$$

Calculul capacității de deformare

Se propune dispunerea cantității minime de armătură de confinare:

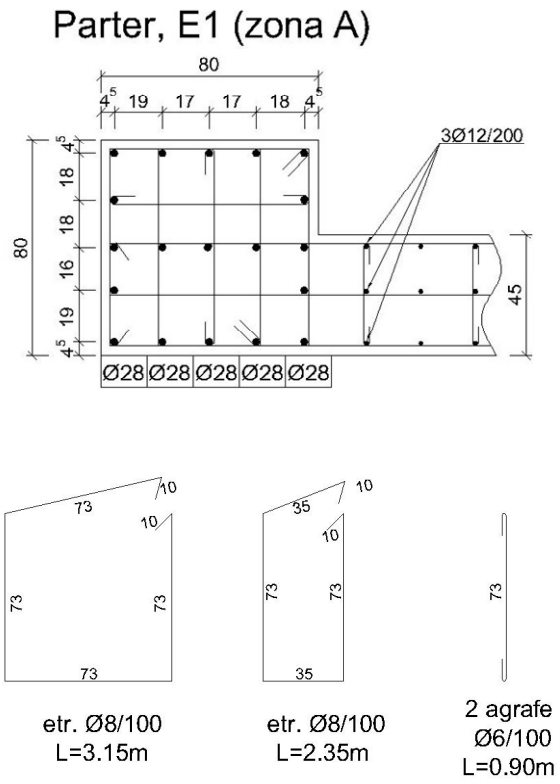


Figura E 5.2.7. Armare transversală minimă, perete cuplat, clasa de ductilitate M

Se verifică valoarea coeficientului volumetric de armare transversală:

$$\omega_w = \frac{(6 \cdot 730 + 2 \cdot 350) \cdot 50.4 + 2 \cdot 730 \cdot 28.3}{730^2 \cdot 100} \cdot \frac{435}{20} = 0.121 > 0.12$$

Pentru stabilirea caracteristicilor betonului confinat se foloseşte modelul de confinare din EN 1992-1-1.

$$\rho_{sw,y} = \frac{4 \cdot 50.3 + 1 \cdot 28.3}{800 \cdot 100} = 0.00287;$$

$$\rho_{sw,x} = \frac{2 \cdot 50.3 + 1 \cdot 28.3}{800 \cdot 100} = 0.00161;$$

$$\rho_{sw} = \frac{\rho_{sw,x} + \rho_{sw,y}}{2} = 0.00224;$$

b_0=h_0=73 cm ;

$$\alpha = \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 b_0 h_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) = 0.73.$$

Rezultă:

$$\sigma_2 = 0.73 \cdot 0.00224 \cdot 575;$$

$\sigma_2 = 0.94$ MPa < $0.05 f_{cm}$=1.90 MPa.

Se calculează:

a. rezistența betonului confinat:

$$f_{ck,c} = f_{ck}\left(1+5\frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right) = 30\left(1+5\frac{0.94}{30}\right);$$

$$f_{ck,c} = 34.7\,\text{MPa}.$$

b. deformația specifică caracteristică a betonului confinat:

$$\varepsilon_{c,c} = \varepsilon_c\left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2 = 0.002\left(\frac{34.7}{30}\right)^2;$$

$$\varepsilon_{c,c} = 0.00268.$$

c. deformația specifică ultimă a betonului confinat:

$$\varepsilon_{cu,c} = \varepsilon_{cu} + 0.2\frac{\sigma_2}{f_{ck}} = 0.0035 + 0.2\frac{0.94}{30};$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0098.$$

În urma efectuării unui calcul secțional se observă că cedarea are loc prin strivirea betonului neconfinat din inimă. Prin urmare, se prelungește zona confinată prin amplasarea etrierilor și în inima peretelui. Calculul consideră numai coeficientul de armare transversal pe direcția scurtă a inimii peretelui.

$$\rho_{sw,x} = \frac{2\cdot 28.3}{200\cdot 100} = 0.00283;$$

$$\alpha = 0.727;$$

$$\sigma_2 = 0.727\cdot 0.0015\cdot 575 = 1.183;$$

$$\sigma_2 < 0.05 f_{cm} = 1.90\ \text{MPa}.$$

Se calculează caracteristicile betonului confinat din inimă:

$$f_{ck,c} = 30\left(1+5\frac{1.183}{30}\right) = 35.92\,\text{MPa};$$

$$\varepsilon_{c,c} = 0.002\left(\frac{35.92}{30}\right)^2 = 0.00286;$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.2\frac{1.183}{30} = 0.0114.$$

În urma dispunerii betonului confinat în inimă pe o lungime de 40 cm (2 etrieri), cedarea se produce prin zdrobirea betonului neconfinat din inima peretelui. Se obțin următoarele valori ale curburilor:

Curbura, Φ_y, la curgere:

$$\Phi_y = 0.000533\ \text{m}^{-1}$$

Curbura ultimă:

$$\Phi_u = 0.00624 \text{ m}^{-1}$$

Evaluarea rotirii capabile ultime a secțiunii se poate face astfel:

$$\theta_u = \frac{1}{\lambda_{el}}\left[\theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl}\left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v}\right)\right]$$

θ_y reprezintă rotirea de coardă la atingerea momentului de curgere la baza peretelui. Un procedeu pentru aproximarea acestei valori este prezentat în continuare.

Se aproximează digrama de moment încovoietor, la curgere, până la punctul de inflexiune cu una liniară. Astfel, consola are un moment încovoietor egal cu M_y la bază, ce variază liniar pana la 0, în dreptul punctului de inflexiune.

Conform calculului secțional, M_y= 116700 kNm.

Se calculează forța concentrată care, aplicată la vârful consolei, produce momentul încovoietor M_y:

$$P = M_y / L_v = 116700/34$$

$$P = 3432 \text{ kN}.$$

Deplasarea la vârful consolei produsă de această forță se calculează:

$$d_y = \frac{Pl^3}{EI}, \text{unde:}$$

E= modulul de elasticitate al betonului considerat în calcul, E=26.4$\cdot 10^6$ kNm;

I = momentul de inerție al secțiunii peretelui, I=24.67m^4.

Efectuând calculul, rezultă o deplasare la vârful consolei de 0.069 m. Se poate calcula, prin împărțire la înălțimea consolei, rotirea de coardă la curgere:

$$\theta_y = \frac{d_y}{L_v} = 0.002 \text{ rad}..$$

Factorul de siguranță γ_{el} ia valoarea 2 când se utilizează modelul de confinare din EN1992-1.

L_p reprezintă lungimea teoretică a articulației plastice şi se calculează cu formula:

$$L_p = 0.1L_v + 0.17h + 0.24\frac{d_{bl}f_y}{\sqrt{f_c}};$$

$$L_p = 3.4 + 1.326 + 0.716 = 5.44 \text{ m}.$$

Înlociund în formula pentru calculul rotirii ultime se obține:

$$\theta_u = 0.0153 \text{ rad}.$$

Se poate observa că armătura de confinare minimă satisface cerința de deformare indusă structurii de acțiunea seismică:

$$\theta_u = 0.0153 > \theta_{u,nec} = 0.0103 \text{ rad}.$$

Verificarea deformațiilor la SLU în riglele de cuplare

Cerința de rotire totală în riglele de cuplare se estimează la fel ca în cazul pereților, pornind de la rotirea elastică. Astfel, se presupune că rotirea elastică este egală cu raportul dintre deplasarea relativă de nivel și înălțimea nivelului. Apoi, înmulțind această valoare cu produsul dintre coeficientul c și factorul de comportare q se obține o valoare aproximativă a cerinței totale de rotire.

În tabelul 49 sunt prezentate rezultatele acestui calcul pentru riglele de cuplare ale structurii studiate.

Tabelul E 5.2.49 Rotiri cerință în riglele de cuplare

Nivel	Comb.	UY (m)	dr (m)	θe (rad)	θuls (rad)
15	GSSYENN	-0.0546	0.0037	0.0012	0.012
14		-0.0509	0.0039	0.0013	0.013
13		-0.047	0.0039	0.0013	0.013
12		-0.0431	0.0041	0.0014	0.013
11		-0.039	0.0042	0.0014	0.014
10		-0.0348	0.0042	0.0014	0.014
9		-0.0306	0.0042	0.0014	0.014
8		-0.0264	0.0041	0.0014	0.013
7		-0.0223	0.0041	0.0014	0.013
6		-0.0182	0.0039	0.0013	0.013
5		-0.0143	0.0036	0.0012	0.012
4		-0.0107	0.0032	0.0011	0.010
3		-0.0075	0.0028	0.0009	0.009
2		-0.0047	0.0023	0.0008	0.007
1		-0.0024	0.0024	0.0004	0.004
Bază		0	-	-	-

Se poate observa că, în cazul riglelor de cuplare curente, rotirea maximă nu depășește valoarea de 0.015 radiani. Aceasta se situează mult sub capacitatea de 0.04 radiani, precizată în cod pentru rigle armate cu carcase diagonale. Verificarea este îndeplinită și în cazul celorlaltor două, grinzi armate cu bare ortogonale: cea de la parter și cea de la ultimul nivel, limita fiind în acest caz de 0.015 radiani

E 6. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE OȚEL

Acest capitol exemplifică aplicarea prevederilor P100-1 "Cod de proiectare seismică. Partea I: Prevederi de proiectare pentru clădiri" pentru proiectarea a trei tipologii de structuri din oțel:

- Structură în cadre necontravântuite
- Structură în cadre contravântuite centric în V inversat
- Structură în cadre contravântuite excentric

Exemplele de calcul prezintă abordări și soluții tipice pentru fiecare problemă în parte, dar care nu sunt și unicele posibile.

E 6.1. Structură în cadre necontravântuite

E 6.1.1. Date generale despre structură

Amplasament: București.

Funcțiune: clădire birouri.

Regim de înălțime: Parter+3 etaje (4 nivele).

Înălțime: H = 14 m

Dimensiunea în plan: 22×29 m.

Clădirea se încadrează în clasa III de importanță și de expunere conform Tabelului 4.2 din P100-1. Rezultă factorul de importanță cu valoarea $\gamma_{I,e}$=1,0.

Schema spațială a structurii este prezentată în Figura E 6.1.1. Planșeul din beton armat (b.a.) pe cofraj pierdut din tablă cutată reazemă pe un sistem de grinzi secundare și principale articulate, realizate în soluție compusă oțel-beton. Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este compus din cadre necontravântuite cu noduri rigide dispuse perimetral pe direcția X în axele 1 și 5 și pe direcția Y în axele A, B, C și D, vezi Figura E 6.1.2 și Figura E 6.1.3.

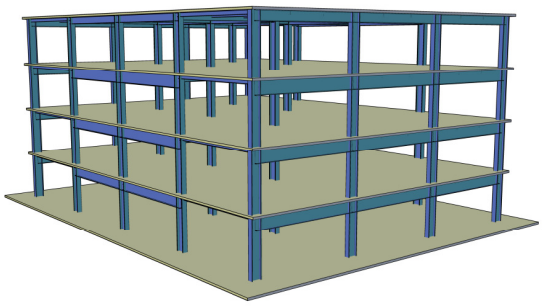


Figura E 6.1.1 Schema spațială a structurii.

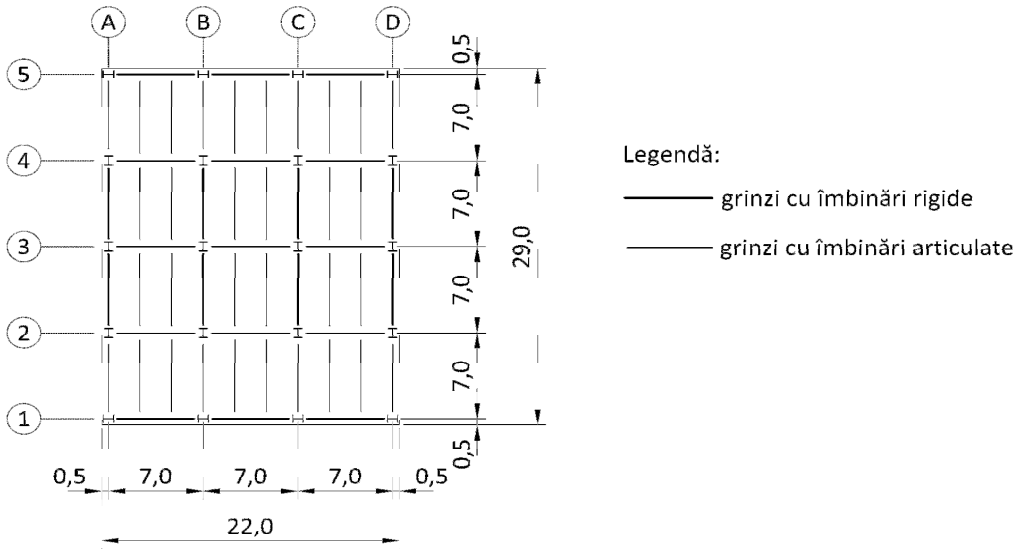


Figura E 6.1.2 Planul structurii.

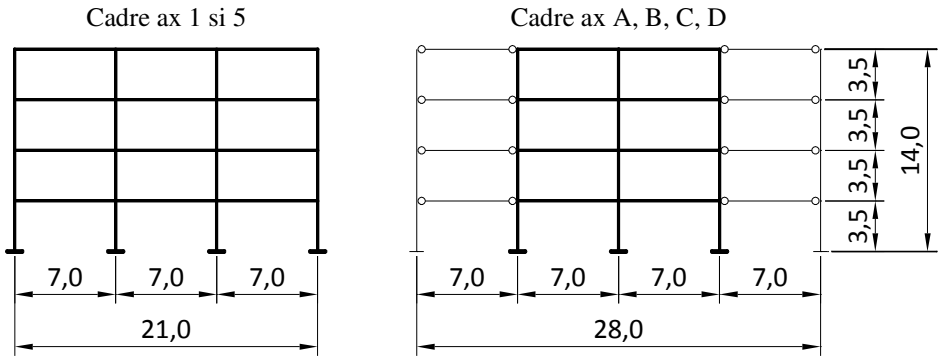


Figura E 6.1.3 Secțiuni verticale prin axele 1, 5 și A, B, C, D.

Elementele structurii de rezistență se confecționează din profile laminate europene din oțel S235 (grinzile) și S355 (stâlpii).

Componentele nestructurale sunt realizate din materiale cu capacitate de deformare mare.

E 6.1.2. Alegerea modelului structurii și a metodei de calcul

Structura are o formă compactă în plan, sistemul de preluare a încărcărilor laterale este dispus simetric, iar planșeul din b.a. are o rigiditate suficientă în planul său pentru a asigura efectul de șaibă rigidă. În consecință, structura este regulată în plan conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.2 din P100-1.

Structura se dezvoltă monoton pe verticală, fără discontinuități, având o variație nesemnificativă a rigidității și rezistenței pe verticală. Masele aplicate pe construcție sunt distribuite relativ uniform, încadrându-se în limitarea de 50% a variației între nivele adiacente (vezi paragraful E 6.1.5.2). În consecință, structura este regulată pe verticală conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.3 din P100-1.

Conform Tabelului 4.1 din P100-1, pentru structuri regulate în plan şi pe verticală, se admite adoptarea separată a unor modele plane ale structurii. Structura are o înălțime mai mică de 30 m şi perioada proprie fundamentală $T_1 < 1.5$ sec (vezi paragraful 0). În consecință calculul structural poate fi efectuat folosind metoda forțelor laterale.

Cu toate acestea, analiza structurii s-a efectuat pe un model spațial folosind un calcul modal cu spectre de răspuns, metoda implicită de calcul în P100-1. Această abordare este convenabilă dacă analiza structurală se efectuează folosind programe moderne de calcul, conducând în acelaşi timp la o proiectare mai economică.

E 6.1.3. Încărcări

E 6.1.3.1. Încărcări gravitaționale

Încărcarea permanentă pe planşeele curente (finisaje, planşeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$G_{k1} = 5{,}0\ kN / m^2$

Încărcarea permanentă pe acoperiş (finisaje, planşeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$G_{k2} = 5{,}5\ kN / m^2$

Încărcarea permanentă pe pereții exteriori:

$G_{k3} = 1{,}0\ kN / m^2$

Greutatea proprie a structurii metalice a fost inclusă în calcul automat prin programul de calcul.

Încărcarea utilă pe planşeele curente (categoria de utilizare B), inclusiv încărcarea echivalentă din pereți despărțitori mobili, conform SR EN 1991-1-1 şi SR EN 1991-1-1/NA:

$Q_{k1} = 2{,}5\ kN / m^2 + 0{,}8\ kN / m^2 = 3{,}3\ kN / m^2$

Încărcarea utilă pe acoperiş (terasă circulabilă, categoria de utilizare I), conform SR EN 1991-1-1 şi SR EN 1991-1-1/NA:

$Q_{k2} = 2{,}5\ kN / m^2$

E 6.1.3.2. Acțiunea seismică de proiectare

Structura nefiind sensibilă la componenta verticală a acțiunii seismice (vezi paragraful 4.5.3.6.2 din P100-1), se iau în calcul doar cele două componente orizontale. Acestea sunt descrise prin spectre de răspuns elastic pentru accelerații $S_e(T)=a_g \cdot \beta(T)$.

Accelerația de vârf a terenului pentru proiectare a_g se determină în funcție de amplasamentul construcției (București) în conformitate cu Figura 3.1 din P100-1 sau din Anexa A a codului, Tabelul A.1:

$a_g = 0{,}3 \cdot g$

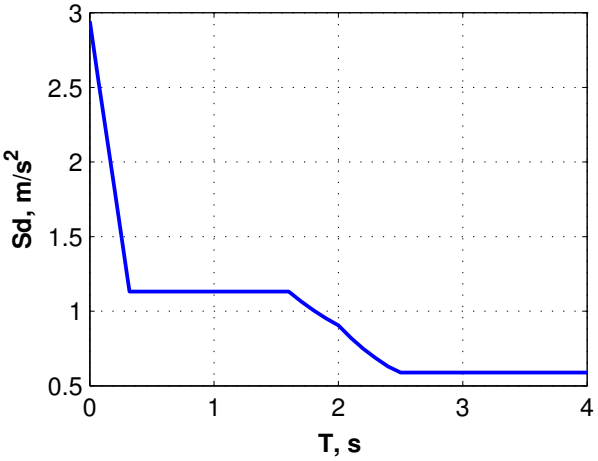


Figura E 6.1.4 Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale acțiunii seismice.

Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerații $\beta(T)$ este definit de relațiile (3.3)-(3.6) din P100-1 în funcție de factorul de amplificare dinamică $\beta_0 = 2{,}5$ și de perioadele de control T_B, T_C și T_D (determinate din Figura 3.2 din P100-1 pentru amplasamentul construcției și Tabelul 3.1 din P100-1):

$T_B = 0{,}32s \;\; T_C = 1{,}6s \;\; T_D = 2{,}0s$

Se adoptă conceptul de comportare disipativă, clasa de ductilitate înaltă a structurii DCH, vezi secțiunea 6.1.2 din P100-1. Rezultă factorul de comportare $q = 6{,}5$ pentru cadre necontravântuite din oțel, regulate pe verticală și clasa de ductilitate a structurii DCH, conform P100-1, Tabelul E 6.3.

Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale mișcării seismice se determină conform relațiilor (3.17)-(3.18) din P100-1 și este prezentat în Figura E 6.1.4.

E 6.1.4. Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare

Combinarea efectelor acțiunilor în situația seismică de proiectare, pentru verificarea la starea limită ultimă (SLU), conform secțiunii 3.3 din P100-1 și secțiunii 6.4.3.2 din CR 0 - 2012, este:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-DIS)}$$

Factorul de grupare este $\psi_2 = 0{,}3$ pentru încărcarea utilă și funcțiunea de birouri, vezi tabelul 7.1 din CR 0 - 2012, iar A_{Ed} este valoarea de proiectare a acțiunii seismice. Această combinație de încărcări este aplicabilă direct doar pentru verificarea elementelor disipative ale structurii la SLU.

Conform 6.6.3(2) din P100-1, eforturile de calcul pentru verificarea elementelor nedisipative (stâlpilor) la SLU pot fi determinate practic din următoarea combinație de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-NDIS)}$$

unde Ω_T este valoarea suprarezistenței sistemului structural.

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(3) din P100-1 deplasările structurii pentru verificarea la SLU pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-DEP)}$$

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(2) din P100-1 deplasările structurii pentru verificarea la starea limită de serviciu (SLS) pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLS)}$$

E 6.1.5. Calculul structural

E 6.1.5.1. Modelul structurii

Structura a fost analizată folosind un model spațial într-un program de calcul comercial (vezi Figura E 6.1.5). S-a considerat efectul de diafragmă rigidă asigurat de planşeele de beton armat. Stâlpii au fost încastrați la bază. Legăturile dintre bare (rigide/articulate) au fost modelate conform datelor din Figura E 6.1.2 și Figura E 6.1.3. Secțiunile elementelor structurale pentru sistemul de preluare a încărcărilor laterale sunt prezentate în Figura E 6.1.6 și Figura E 6.1.7. Încărcările gravitaționale au fost aplicate pe planşee (încărcările permanente și utile) și pe grinzile perimetrale (încărcarea din pereți exteriori). Masele structurii au fost calculate automat din încărcările gravitaționale aplicate pe structură.

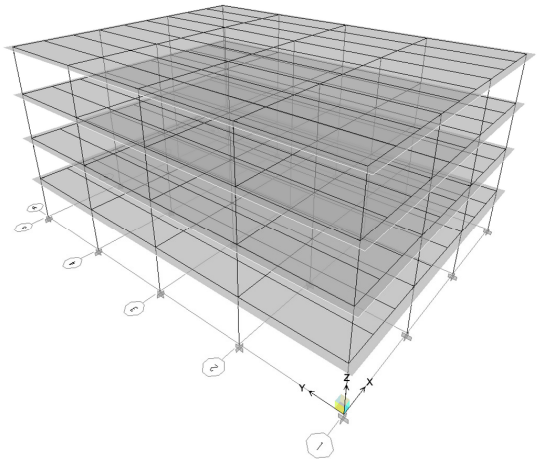


Figura E 6.1.5 Modelul spațial al structurii în programul de calcul.

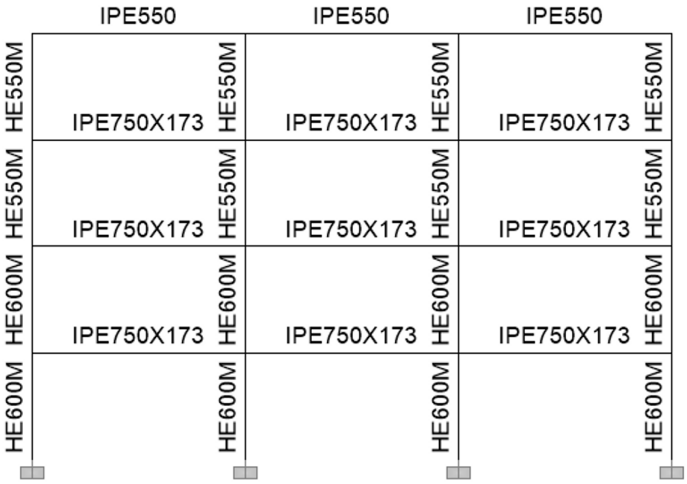


Figura E 6.1.6 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele 1 și 5.

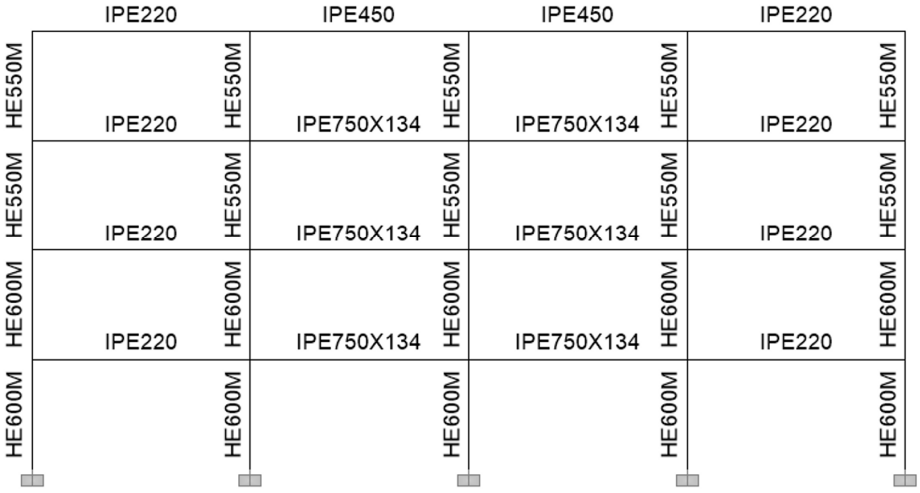


Figura E 6.1.7 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele A, B, C și D.

E 6.1.5.2. Masele structurii

Masele corespund încărcărilor gravitaționale din gruparea seismică. Conform CR 0 - 2012, ecuația (6.11), încărcările gravitaționale în gruparea seismică sunt calculate cu relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Masele și momentele de inerție ale maselor au fost calculate automat de către programul de calcul și sunt prezentate în Tabelul E 6.1.1.

Tabelul E 6.1.1: Masele de nivel și momentele de inerție ale maselor.

Nivel	Masa, tone	Momentul de inerție al maselor, tone×m^2
4	452,4	56320,3
3	468,9	60593,9
2	469,1	60620,4
1	470,8	61101,3

E 6.1.5.3. Modurile proprii de vibrație

S-au luat în calcul 6 moduri proprii de vibrație. Perioadele proprii de vibrație T și masele modale efective M_n^* raportate la masa totală a structurii sunt prezentate în Tabelul E 6.1.2. Se poate observa că suma maselor modale efective din primele 6 moduri proprii de vibrație depășește 90% din masa totală a structurii, fiind îndeplinită cerința din secțiunea 4.5.3.3 din P100-1. Deformata structurii în primele trei moduri proprii de vibrație este prezentată în Figura E 6.1.8.

Tabelul E 6.1.2: Perioadele proprii de vibrație și masele modale efective.

Mod	T s	$M_{n,x}^*$ %	$M_{n,y}^*$ %	$\sum M_{n,x}^*$ %	$\sum M_{n,y}^*$ %
1	0,734	81,0	0,0	81,0	0,0
2	0,688	0,0	79,2	81,0	79,2
3	0,510	0,0	0,0	81,0	79,2
4	0,241	12,3	0,0	93,3	79,2
5	0,224	0,0	13,4	93,3	92,6
6	0,169	0,0	0,0	93,3	92,6

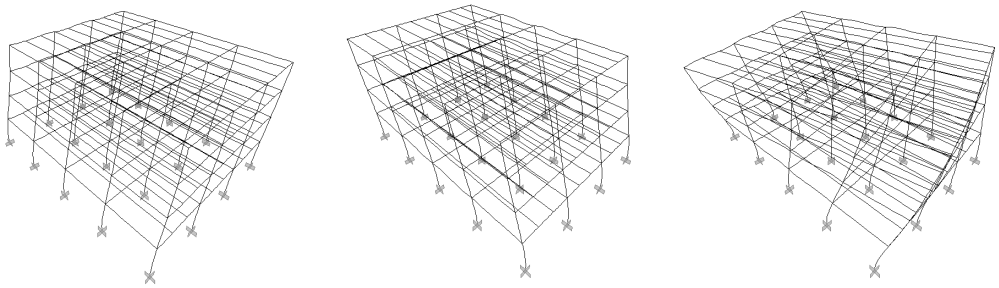


Figura E 6.1.8 Primele trei moduri proprii de vibrație ale structurii.

E 6.1.5.4. Calculul modal cu spectre de răspuns

Efectele acțiunii seismice au fost determinate folosind calculul modal cu spectre de răspuns. S-au folosit spectrele de răspuns de proiectare determinate în secțiunea E 6.1.3.2, aplicate pe cele două direcții orizontale ale structurii. Răspunsurile modale au fost combinate cu regula "combinarea pătratică completă", efectele componentelor acțiunii seismice cu regula "radical din suma pătratelor".

Efectele de torsiune accidentală au fost luate în calcul prin aplicarea la fiecare nivel a unui moment de torsiune egal cu produsul dintre forța laterală și excentricitatea accidentală, pentru fiecare direcție orizontală (vezi 4.5.3.3.3 din P100-1). Valoarea excentricității accidentale a fost considerată egală cu 0,05 din dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția considerată a acțiunii seismice (vezi 4.5.2.1 din P100-1).

Efectele de calcul ale acțiunii seismice s-au notat cu A_{Ed} și au inclus factorul de importanță $\gamma_{I,e}$=1,0 (vezi relația 3.1 din P100-1).

E 6.1.5.5. Imperfecțiuni globale

Conform paragrafului 5.3.2(4) din SR EN 1993-1-1, modelarea imperfecțiunilor globale în calculul structural nu este necesară dacă:

$H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed}$

unde H_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii orizontale la partea inferioară a nivelului, iar V_{Ed} este valoarea totală a încărcării verticale la partea inferioară a nivelului.

Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed}$ pentru fiecare din cele două direcții orizontale în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-SLU-DIS) este sintetizată în Tabelul E 6.1.3.

Tabelul E 6.1.3: Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed}$.

nivel	$H_{Ed,x}$ kN	$H_{Ed,y}$ kN	V_{Ed} kN	$0{,}15 V_{Ed}$ kN	$H_{Ed,x} \geq 0{,}15 V_{Ed}$	$H_{Ed,y} \geq 0{,}15 V_{Ed}$
4	750	771	4541	681	DA	DA
3	1241	1238	9155	1373	NU	NU
2	1581	1562	13773	2066	NU	NU
1	1762	1743	18406	2761	NU	NU

Se observă că nu este îndeplinită condiția $H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed}$ pe nici una dintre cele două direcții orizontale, ceea ce implică necesitatea modelării imperfecțiunilor globale pentru analiza structurii. Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1 imperfecțiunile globale pot fi modelate printr-un sistem de forțe laterale echivalente H_i.

$\phi_0 = 1/200$

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}}$ dar $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1{,}0 \Rightarrow \alpha_h = 0{,}667$

$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{m}\right)} = 0{,}791$

$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = 0{,}002635$

Forțele laterale echivalente H_i de la nivelul *i,* calculate în funcție de încărcările gravitaționale totale P_i de la același nivel și imperfecțiunea globală inițială ϕ rezultă:

nivel	P_i kN	H_i kN
4	4541	11,97
3	4613	12,16
2	4619	12,17
1	4633	12,21

Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1, în cazul modelelor spațiale, imperfecțiunile globale trebuie modelate pe fiecare direcție orizontală, dar în ipoteze independente de încărcare.

Astfel, pentru verificările aferente SLU, rezultă următoarele combinații de încărcări:

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x$ (S-SLU-DIS-Ix)

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_x$ (S-SLU-NDIS-Ix)

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_x$ (S-SLU-DEP-Ix)

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y$ (S-SLU-DIS-Iy)

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_y$ (S-SLU-NDIS-Iy)

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cq A_{Ed} + I_y$ (S-SLU-DEP-Iy)

E 6.1.5.6. Efectele de ordinul doi

Importanța efectelor de ordinul doi este dată de valoarea coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel, θ, determinat conform 4.6.2.2(2) din P100-1:

$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$

Calculul coeficienților θ pentru fiecare nivel al structurii și pentru fiecare direcție a imperfecțiunilor este sintetizat în Tabelul E 6.1.4 și Tabelul E 6.1.5. Eforturile s-au determinat din combinațiile de încărcări S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Iy:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DIS-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DIS-Iy)}$$

iar deplasările din S-SLU-DEP-Ix, respectiv S-SLU-DEP-Iy:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DEP-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DEP-Iy)}$$

Tabelul E 6.1.4: Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția X

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4541	762	771	0,0146	0,0144	0,087	0,085
3	9155	1265	1238	0,0179	0,0159	0,130	0,117
2	13773	1617	1562	0,0196	0,0165	**0,167**	0,145
1	18406	1811	1743	0,0132	0,0104	0,134	0,110

Tabelul E 6.1.5: Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția Y

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4541	750	782	0,0145	0,0145	0,088	0,084
3	9155	1241	1262	0,0179	0,0159	0,132	0,115
2	13773	1581	1598	0,0196	0,0165	**0,170**	0,142
1	18406	1762	1791	0,0131	0,0105	0,137	0,108

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate la efectele de ordinul doi:

$\theta = 0{,}170$

Pentru $0{,}1 < \theta \leq 0{,}2$, efectele de ordinul doi trebuie luate în calcul, multiplicând valorile de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul:

$$\alpha = \frac{1}{(1-\theta)} = 1{,}205$$

Pentru simplitate, factorul α a fost inclus în combinațiile de încărcări pentru verificarea la SLU:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DIS-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-NDIS-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cqA_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DEP-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DIS-Iy)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-NDIS-Iy)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cq A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DEP-Iy)}$$

E 6.1.6. Verificarea componentelor structurale la SLU

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P100-1, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$\gamma_{M0} = 1,1$

$\gamma_{M1} = 1,1$

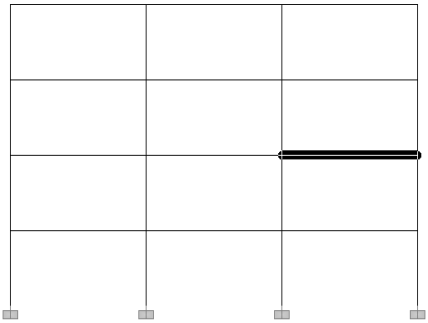
$\gamma_{M2} = 1,25$

Conform paragrafului 6.2(5) din P100-1, factorul de suprarezistență de material pentru S235 (din care sunt realizate elementele disipative) este:

$\gamma_{ov} = 1,4$

E 6.1.6.1. Verificarea grinzilor

Verificarea la SLU este exemplificată pentru grinda cea mai solicitată, amplasată în cadrul ax 1 și evidențiată în figura alăturată.



Eforturile maxime au rezultat din combinația de încărcări S-SLU-DIS-Ix:

$M_{Ed} = 577,7\ kNm$

$N_{Ed} = 0\ kN$

Secțiune: IPE 750x173 ($h_b = 762\ mm$ $b_b = 267\ mm$ $t_{fb} = 21,6\ mm$ $A = 22100\ mm^2$ $I_{b,y} = 205800 \times 10^4 mm^4$ $W_{pl,y} = 6218000\ mm^3$ $A_v = 11600\ mm^2$ $I_t = 2740000\ mm^4$ $i_z = 55,7\ mm$)

Oțel: S235 ($f_y = 235\ N/mm^2$)

Clasa secțiunii

Secțiunea este de clasă 1 conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1. Secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru elemente disipative supuse la încovoiere în structuri de clasă de ductilitate DCH.

Verificarea zonei disipative de la capătul grinzii

Conform paragrafului 6.6.2(1) din P100-1, grinzile cadrelor necontravântuite trebuie verificate conform SR EN 1993-1-1 în ipoteza că la unul din capete s-a format o articulație plastică. În plus, conform paragrafului 6.6.2(5) din P100-1, în zona articulației plastice trebuie asigurate legături laterale la ambele tălpi ale grinzii. Aceste cerințe implică verificarea lungimii stabile a segmentelor adiacente articulației plastice conform 6.3.5 și BB.3 din SR EN 1993-1-1. Porțiunile de grindă în care nu se formează articulații plastice (cuprinse între două reazemele laterale consecutive) se

verifică în conformitate cu 6.3.2 din SR EN 1993-1-1 (vezi Figura E 6.1.9). Talpa superioară are asigurată legături laterale prin intermediul conectorilor și a plăcii de beton armat. Conectorii nu se dispun în zona articulației plastice pe o lungime definită în secțiunea 7.7.5 din SR EN 1998-1 pentru a preveni creșterea momentului capabil al grinzii ca urmare a conlucrării cu placa de beton armat. La talpa inferioară se dispun contrafișe (vezi Figura E 6.1.10) la capătul zonelor disipative, conform cerințelor P100-1, paragraful 6.6.2(5).

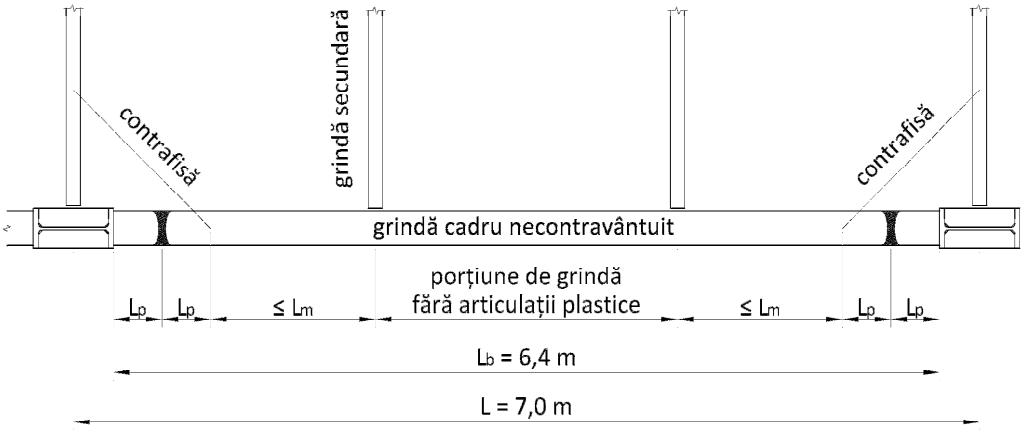


Figura E 6.1.9 Grinda cadrului necontravântuit cu legăturile laterale.

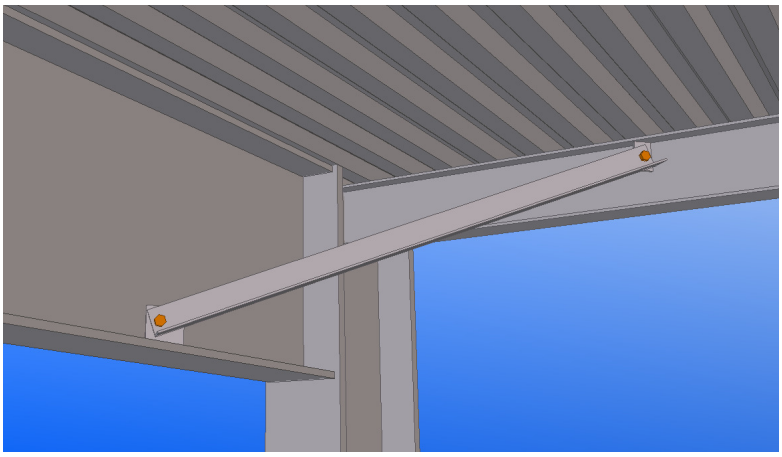


Figura E 6.1.10 Contrafișe pentru asigurarea legăturilor laterale la talpa inferioară a grinzii cadrului necontravântuit.

Lungimea interax a grinzii: $L = 7000\ mm$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6380\ mm$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = min\left(h_b / 2 \quad 3b_b\right) = 0{,}3810\ m \ \Rightarrow\ L_p = 0{,}38\ m$$

S-au dispus contrafișe la ambele capete ale grinzii, la o distanță de $2L_p = 760{,}0\ mm$ de la fața stâlpului (vezi Figura E 6.1.9).

Segmentul de grindă cuprins între contrafișă și grinda secundară are lungimea de 1 263 mm. Lungimea stabilă L_m a segmentului de grindă se determină conform paragrafului 6.3.5.3(1)B sau BB.3.1.1 din SR EN 1993-1-1.

$C_1 = 1$ (acoperitor, moment aproximativ constant pe lungimea considerată).

$$L_m = \frac{38 i_z}{\sqrt{\frac{1}{57,4}\left(\frac{N_{Ed} \cdot mm^2 / N}{A}\right) + \frac{1}{756 C_1^2}\left(\frac{W_{pl,y}{}^2}{A I_t}\right)\left(\frac{f_y}{235 N / mm^2}\right)^2}} = 2\,303\ mm$$

1 263 mm $\leq L_m = 2\,303\ mm \rightarrow$ verifică.

Conform secțiunii 6.2 din SR EN 1993-1-1:

$$M_{pl,Rd,b} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = 1\,328\ kNm$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = 4\,721\ kN$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(f_y / \sqrt{(3)}\right)}{\gamma_{M0}} = 1\,431\ kN$$

În zonele plastice potențiale se verifică relațiile (6.2)-(6.4) din P100-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd,b}} = 0,4349 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0 \leq 0,15 \rightarrow \text{verifică.}$$

$V_{Ed,G} = 79,65 kN$ (din încărcările gravitaționale în combinația seismică).

$$V_{Ed,M} = \frac{2 M_{pl,Rd,b}}{L_b} = 416,4\ kN$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 496,1\ kN$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,3467 \leq 0,5 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificare contrafișă

Reazemele laterale (contrafișele) adiacente zonelor potențial plastice s-au proiectat pentru a prelua o forță laterală egală cu

$0,06 \gamma_{ov} f_y t_{fb} b_b = 113,8\ kN$

Contrafișa s-a dispus între talpa inferioară a grinzii principale și talpa superioară a grinzii secundare perpendiculare, prinsă de stâlp.

Au rezultat două corniere L75x50x8 din oțel S235, prinse de un guseu cu grosimea de 15 mm din oțel S355.

Verificarea segmentului central (elastic) al grinzii

Pentru segmentul central al grinzii cu lungimea de 2 333 mm, cuprins între două grinzi secundare, rezultă:

$\overline{\lambda_{LT}} = 0{,}233 \leq \overline{\lambda_{LT,0}} = 0{,}4$

În această situație elementul nu este sensibil la flambaj prin încovoiere-răsucire, vezi 6.3.2.2(4) din SR EN 1993-1-1. Momentele maxime fiind la capetele barei, nu sunt necesare verificări suplimentare.

E 6.1.6.2. Calculul suprarezistenței sistemului structural

La calculul eforturilor în componentele nedisipative se folosește suprarezistența sistemului structural, determinată cu relația (vezi 6.6.3(1) din P100-1):

$\Omega_T = 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^M$

unde $\Omega^M = \min(\Omega_i^M)$, iar $\Omega_i^M = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$.

Pentru S235: $\gamma_{ov} = 1{,}400$.

Calculul valorilor Ω_i^M este sintetizat în Tabelul E 6.1.6 pentru direcția X a structurii și în Tabelul E 6.1.7 pentru direcția Y a structurii. Rezultă, acoperitor, pentru toată structura, un factor de suprarezistență:

$\Omega_T = 4{,}0$

Alternativ, se pot folosi factori de suprarezistență diferențiați pe cele două direcții principale ale structurii.

Conform paragrafului 6.6.3(2) din P100-1, valorile maxime și minime ale Ω_i^M trebuie să difere cu mai puțin de 25%. Pe direcția X această diferență este de 24% ≤ 25%, iar pe direcția Y este de 15% ≤ 25%.

Tabelul E 6.1.6: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția X a structurii

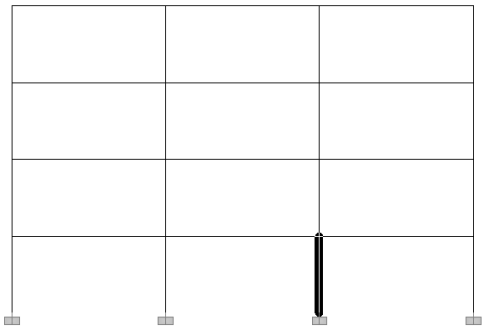
Deschidere	Nivel	Secțiune	$M_{Ed} / M_{pl,Rd}$	Ω_i^M	$\Omega^M = \min(\Omega_i^M)$	Ω_T
1	4	IPE550	0,380	2,63	2,27	3,5
	3	IPE750X173	0,365	2,74		
	2	IPE750X173	0,434	2,30		
	1	IPE750X173	0,417	2,40		
2	4	IPE550	0,378	2,65		
	3	IPE750X173	0,334	2,99		
	2	IPE750X173	0,396	2,53		
	1	IPE750X173	0,379	2,64		
3	4	IPE550	0,377	2,65		
	3	IPE750X173	0,369	2,71		
	2	IPE750X173	0,440	2,27		
	1	IPE750X173	0,424	2,36		

Tabelul E 6.1.7: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția Y a structurii

Deschidere	Nivel	Secțiune	M_{Ed} / $M_{pl,Rd}$	Ω_i^M	Ω^M = min(Ω_i^M)	Ω_T
A2	4	IPE450	0,332	3,01	2,59	4,0
	3	IPE750X134	0,339	2,95		
	2	IPE750X134	0,380	2,63		
	1	IPE750X134	0,352	2,84		
A3	4	IPE450	0,345	2,90		
	3	IPE750X134	0,328	3,05		
	2	IPE750X134	0,365	2,74		
	1	IPE750X134	0,336	2,98		
B2	4	IPE450	0,329	3,04		
	3	IPE750X134	0,344	2,91		
	2	IPE750X134	0,386	2,59		
	1	IPE750X134	0,358	2,79		
B3	4	IPE450	0,342	2,92		
	3	IPE750X134	0,333	3,00		
	2	IPE750X134	0,371	2,70		
	1	IPE750X134	0,342	2,92		

E 6.1.6.3. Verificarea stâlpilor de la parter

Verificarea la SLU a stâlpilor de la parter este exemplificată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax 1 și evidențiat în figura alăturată.



Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.6) din P100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinațiile de încărcări S-SLU-NDIS-Ix și S-SLU-NDIS-Iy.

Se remarcă totuși faptul că paragraful 6.6.1(1) din P100-1 permite formarea articulațiilor plastice la baza stâlpilor. În consecință, momentele de calcul de la baza structurii au fost luate din combinațiile de încărcări folosite pentru proiectarea elementelor disipative (S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Ix).

Au rezultat următoarele eforturi maxime:

$M_{y,Ed,1} = 733{,}3\ kNm \quad M_{z,Ed,1} = 40{,}5\ kNm$ (din combinația S-SLU-DIS-Ix)

$M_{y,Ed,2} = 455{,}7\ kNm \quad M_{z,Ed,2} = 44{,}4\ kNm$ (din combinația S-SLU-NDIS-Ix)

$N_{Ed} = 1006{,}1\ kN$ (din combinația S-SLU-NDIS-Ix)

$V_{z,Ed} = 1209{,}3\ kN \quad V_{y,Ed} = 43{,}7\ kN$ (din combinația S-SLU-NDIS-Ix)

Momentele de la capătul inferior s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HEM600

Oțel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

Clasa secțiunii

Clasa secțiunii este 1 (conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1) $\Rightarrow$ secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru elemente disipative (baza stâlpului) supuse la încovoiere în structuri de clasă de ductilitate DCH.

Verificarea la încovoiere și compresiune

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1, paragraful 6.6.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Ținând cont de faptul că pe de o parte, efectele de ordinul doi au fost luate explicit în calcul, iar pe de altă parte stâlpul poate forma o articulație plastică la capătul inferior, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu lungimea interax $kL := 3{,}5m$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)b din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$0{,}086 + 0{,}280 + 0{,}051 = 0{,}417 \le 1{,}0 \rightarrow$ verifică.

Verificarea la forță tăietoare

Conform paragrafului 6.6.3(3) din P100-1 forța tăietoare din stâlp trebuie să verifice următoarele relații:

$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0{,}433 \le 0{,}5 \rightarrow$ verifică.

$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} = 0{,}009 \le 0{,}5 \rightarrow$ verifică.

Verificarea panoului de inimă a stâlpului

Grinda: IPE 750x173

Stâlp: HEM 600 ($h_c = 620\ mm$ $d = 486\ mm$ $t_{wp} = 21\ mm$ $b_c = 305\ mm$ $t_{cf} = 40\ mm$ $A_{vc} = 14970\ mm^2$ $i_y = 255{,}5\ mm$ $i_z = 72{,}2\ mm$ $N_{pl,Rd,c} = 11747{,}3\ kN$)

Momentul capabil al grinzii: $M_{pl,Rd,b} = 1\ 328\ kNm$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$L_p = min\left(h_b / 2 \quad 3b_b\right) = 0{,}3810\ m$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6{,}380\ m$

Forța tăietoare din încărcările gravitaționale în combinația seismică:

$V_{Ed,G} = 79{,}65\ kN$

Forța tăietoare în grindă, aferentă formării articulațiilor plastice la capetele grinzii:

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}}{L_b - 2L_p} = 472{,}8\ kN$$

Forța tăietoare totală în articulația plastică:

$V_{Ed}^{cor} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 552{,}5\ kN$

Momentul încovoietor de la fața stâlpului aferent formării articulației plastice la distanța L_p:

$M_{pl,Rd,b}^{cor} = M_{pl,Rd,b} + L_p \times V_{Ed} = 1538{,}5\ kNm$

Forța tăietoare din panoul de inimă a stâlpului se determină conform paragrafului 6.6.3(5) din P100-1, relația (6.9).

$$V_{wp,Ed} = \frac{2M_{pl,Rd,b}^{cor}}{h_b - t_{fb}} = 4\ 155\ kN$$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului se determină conform SR EN 1993-1-8, paragraful 6.2.6.1:

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235\ N/mm^2}{f_y}\right)} = 0{,}8136$$

$d / t_{wp} = 23{,}14 \quad \le 69\varepsilon = 56{,}14 \quad \rightarrow$ verifică.

Rezistența plastică la încovoiere a unei tălpi de stâlp este:

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{f_y b_c t_{cf}^2}{4\gamma_{M0}} = 39{,}37\ kNm$$

Rigidizările de continuitate din panoul de inimă a stâlpului au grosimea de:

$t_{st} = 22mm$

și lățimea totală (de pe ambele părți ale inimii) de:

$b_{st} = 2 \times 142\ mm = 284{,}0\ mm$

Rezistența plastică la încovoiere a unei rigidizări de continuitate este:

$$M_{pl,st,Rd} = \frac{f_y b_{st} t_{st}^2}{4\gamma_{M0}} = 11{,}09\ kNm$$

Distanța dintre axele rigidizărilor de continuitate este:

$d_s = 740\ mm$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului este:

$$V_{\text{wp,Rd}} = \frac{0{,}9 f_y A_{vc}}{\sqrt{(3)}\gamma_{M0}} + min\left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) = 2\ 647\ kN$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P100-1:

$\frac{V_{\text{wp,Ed}}}{V_{\text{wp,Rd}}} = 1{,}570 \not\leq 1{,}0 \rightarrow$ NU verifică. Sunt necesare plăci de dublare.

Se dispune o placă de dublare cu grosimea $t_s = 22\ mm$ și lățimea de $b_s = d = 486{,}0\ mm$.

$b_s = 486{,}0\ mm \leq 40\varepsilon t_s = 716{,}0\ mm \rightarrow$ verifică.

Rezultă forța tăietoare capabilă a panoului de inimă rigidizat:

$$V_{\text{wp,Rd}} = \frac{0{,}9 f_y \left(A_{vc} + b_s t_{\text{wp}} \right)}{\sqrt{(3)}\gamma_{M0}} + min\left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) = 4\ 358\ kN$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P100-1:

$\frac{V_{\text{wp,Ed}}}{V_{\text{wp,Rd}}} = 0{,}953 \leq 1{,}0 \rightarrow$ verifică.

Zvelțea stâlpului

În planul cadrului din ax 1 grinzile pot forma articulații plastice (vezi paragraful 6.6.3(10) din P100-1):

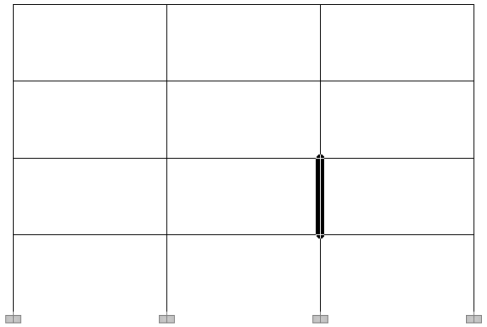
$$\lambda_y = \frac{kL}{i_y} = 13{,}70 \leq 0{,}7\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 53{,}49 \rightarrow \text{verifică.}$$

În afara planului cadrului din ax 1 grinzile *nu* pot forma articulații plastice (vezi paragraful 6.6.3(11) din P100-1):

$$\lambda_z = \frac{kL}{i_z} = 48{,}48 \leq 1{,}3\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99{,}33 \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.1.6.4. Verificarea stâlpilor de la celelalte etaje decât parterul

Verificarea la SLU a stâlpilor de la celelalte etaje decât parterul este exemplificată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax 1 și evidențiat în figura alăturată.



Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.6) din P100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinațiile de încărcări S-SLU-NDIS-Ix și S-SLU-NDIS-Iy.

Au rezultat următoarele eforturi maxime (din combinația S-SLU-NDIS-Ix):

$M_{y,Ed,1} = 2304{,}6\ kNm \quad M_{z,Ed,1} = 24{,}7\ kNm$

$M_{y,Ed,2} = -1243{,}5\ kNm \quad M_{z,Ed,2} = 19{,}4\ kNm$

$N_{Ed} = 731{,}0\ kN$

$V_{z,Ed} = 1293{,}2\ kN \quad V_{y,Ed} = 9{,}8\ kN$

Momentele de la capătul inferior s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HEM600

Oțel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

Verificarea la încovoiere și compresiune

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1, paragraful 6.6.2(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi și imperfecțiunile globale au fost luate explicit în calcul, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu lungimea interax $kL := 3{,}5m$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)b din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$0{,}062 + 0{,}831 + 0{,}040 = 0{,}934 \le 1{,}0 \rightarrow$ verifică.

Verificarea la forță tăietoare

Conform paragrafului 6.6.3(3) din P100-1 forța tăietoare din stâlp trebuie să verifice următoarele relații:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0{,}463 \le 0{,}5 \rightarrow \text{verifică}$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} = 0{,}002 \le 0{,}5 \rightarrow \text{verifică}$$

Verificarea panoului de inimă a stâlpului

Grinda: IPE 750x173

Stâlp: HEM 600 ($h_c = 620\ mm$ $d = 486\ mm$ $t_{\text{wp}} = 21\ mm$ $b_c = 305\ mm$ $t_{cf} = 40\ mm$ $A_{vc} = 14970\ mm^2$ $i_y = 255{,}5\ mm$ $i_z = 72{,}2\ mm$ $N_{pl,Rd,c} = 11747{,}3\ kN$)

Momentul capabil al grinzii: $M_{pl,Rd,b} = 1\ 328\ kNm$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = min\left(h_b / 2 \quad 3b_b\right) = 0{,}3810\ m$$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6{,}380\ m$

Forța tăietoare din încărcările gravitaționale în combinația seismică:

$$V_{Ed,G} = 79{,}65\ kN$$

Forța tăietoare în grindă, aferentă formării articulațiilor plastice la capetele grinzii:

$$V_{Ed,M} = \frac{2M_{pl,Rd,b}}{L_b - 2L_p} = 472{,}8\ kN$$

Forța tăietoare totală în articulația plastică:

$$V_{Ed}^{cor} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 552{,}5\ kN$$

Momentul încovoietor de la fața stâlpului aferent formării articulației plastice la distanța L_p:

$$M_{pl,Rd,b}^{cor} = M_{pl,Rd,b} + L_p \times V_{Ed} = 1538{,}5\ kNm$$

Forța tăietoare din panoul de inimă a stâlpului se determină conform paragrafului 6.6.3(5) din P100-1, relația (6.9).

$$V_{\text{wp,Ed}} = \frac{2M_{pl,Rd,b}^{cor}}{h_b - t_{fb}} = 4\ 155\ kN$$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului se determină conform SR EN 1993-1-8, paragraful 6.2.6.1:

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\frac{235\ N/mm^2}{f_y}\right)} = 0{,}8136$$

$d / t_{wp} = 23{,}14 \ \leq 69\varepsilon = 56{,}14 \ \rightarrow$ verifică.

Rezistența plastică la încovoiere a unei tălpi de stâlp este:

$$M_{pl,fc,Rd} = \frac{f_y b_c t_{cf}^2}{4\gamma_{M0}} = 39{,}37 \ kNm$$

Rigidizările de continuitate din panoul de inimă a stâlpului au grosimea de:

$t_{st} = 22mm$

și lățimea totală (de pe ambele părți ale inimii) de:

$b_{st} = 2 \times 142 \ mm = 284{,}0 \ mm$

Rezistența plastică la încovoiere a unei rigidizări de continuitate este:

$$M_{pl,st,Rd} = \frac{f_y b_{st} t_{st}^2}{4\gamma_{M0}} = 11{,}09 \ kNm$$

Distanța dintre axele rigidizărilor de continuitate este:

$d_s = 740 \ mm$

Rezistența la forfecare a panoului de inimă a stâlpului este:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0{,}9 f_y A_{vc}}{\sqrt{(3)}\gamma_{M0}} + min\left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) = 2\ 647 \ kN$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P100-1:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = 1{,}570 \not\leq 1{,}0 \rightarrow$$ NU verifică. Sunt necesare plăci de dublare.

Se dispune o placă de dublare cu grosimea $t_s = 22 \ mm$ și lățimea de $b_s = d = 486{,}0 \ mm$.

$b_s = 486{,}0 \ mm \leq 40\varepsilon t_s = 716{,}0 \ mm \rightarrow$ verifică.

Rezultă forța tăietoare capabilă a panoului de inimă rigidizat:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0{,}9 f_y \left(A_{vc} + b_s t_{wp} \right)}{\sqrt{(3)}\gamma_{M0}} + min\left(\frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \right) = 4\ 358 \ kN$$

Panoul de inimă a stâlpului se verifică conform relației (6.8) din P100-1:

$$\frac{V_{wp,Ed}}{V_{wp,Rd}} = 0{,}953 \ \leq 1{,}0 \rightarrow$$ verifică.

Zvelțeța stâlpului

În planul cadrului din ax 1 grinzile pot forma articulații plastice (vezi paragraful 6.6.3(10) din P100-1):

$$\lambda_y = \frac{kL}{i_y} = 13{,}70 \ \leq 0{,}7\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 53{,}49 \ \rightarrow$$ verifică.

În afara planului cadrului din ax 1 grinzile *nu* pot forma articulații plastice (vezi paragraful 6.6.3(11) din P100-1):

$$\lambda_z = \frac{kL}{i_z} = 48{,}48 \quad \leq 1{,}3\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99{,}33 \quad \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.1.6.5. Îmbinările grindă-stâlp

S-a optat pentru o îmbinare grindă-stâlp nedisipativă, cu placă de capăt și șuruburi de înaltă rezistență. Conform secțiunilor 6.6.4 și 6.5.5 din P100-1, îmbinarea trebuie proiectată pentru a avea o suprarezistență de cel puțin $1{,}1\gamma_{ov}$ față de elementul îmbinat (grinda).

Eforturile de calcul în îmbinare

Momentul capabil al grinzii: $M_{pl,Rd,b} = 1\ 328\ kNm$

Poziția articulației plastice s-a estimat conform relației (vezi ANSI/AISC 358-10, pentru îmbinări cu șuruburi cu placă de capăt):

$$L_p = min\left(h_b / 2 \quad 3b_b\right) = 0{,}3810\ m$$

Lungimea grinzii între fețele stâlpilor: $L_b = 6{,}380\ m$

Momentul capabil al grinzii în articulațiile plastice ținând cont de suprarezistență:

$$M^*_{pl,Rd,b} = 1{,}1\gamma_{ov} M_{pl,Rd,b} = 2\ 046\ kNm$$

Forța tăietoare din încărcările gravitaționale în combinația seismică:

$$V_{Ed,G} = 79{,}65\ kN$$

Forța tăietoare aferentă formării articulațiilor plastice la capetele grinzii:

$$V_{Ed,M} = \frac{2M^*_{pl,Rd,b}}{L_b - 2L_p} = 728{,}3\ kN$$

Forța tăietoare totală în articulația plastică:

$$V^*_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} = 807{,}9\ kN$$

Momentul încovoietor și forța tăietoare de la fața stâlpului aferente formării articulației plastice la distanța L_p:

$$M_{Ed,i} = M^*_{pl,Rd,b} + L_p \times V^*_{Ed} = 2\ 354\ kNm$$

$$V_{Ed,i} = V^*_{Ed} = 807{,}9\ kN$$

Calculul îmbinării

Îmbinarea s-a verificat conform SR EN 1993-1-8 folosind metoda componentelor, cu următoarele modificări:

- nu a fost luată în calcul componenta "panoul de inimă al stâlpului" aceasta fiind verificată separat conform prevederilor P100-1 și SR EN 1993-1-8, fără a fi necesară suprarezistența față de grinzi;
- nu au fost luate în calcul componentele aferente grinzii – "inima grinzii la întindere" și "talpa și inima grinzii la compresiune" – deoarece aceste componente corespund formării articulației plastice în grindă.

A rezultat o placă de capăt cu grosimea de 30 mm din S355 și 16 șuruburi M36 gr 10.9 (vezi Figura E 6.1.11).

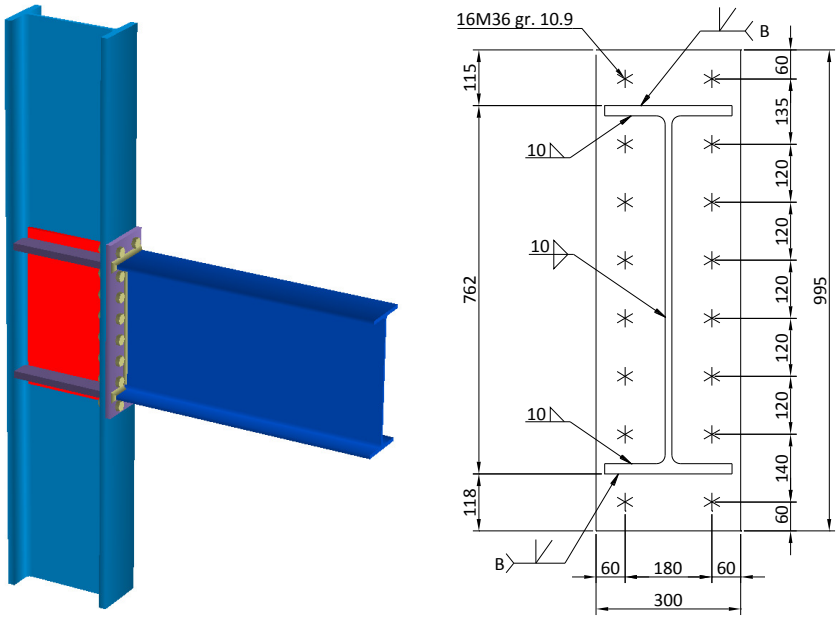


Figura E 6.1.11 Îmbinarea grindă-stâlp.

$M_{Ed,i} = 2\,354\ kNm \ \leq M_{Rd,i}$=2523$kNm \rightarrow$ verifică.

$V_{Ed,i} = 807{,}9\ kN \ \leq V_{Rd,i}$=2581$kN \rightarrow$ verifică.

Sudurile de pe tălpi au fost realizate cu pătrundere completă și nivel B de acceptare a defectelor, iar rădăcina sudurii a fost întărită printr-o sudură de colț, asigurându-se astfel o suprarezistență a sudurii față de talpă. Sudura de pe inimă a fost realizată cu sudură de colț pe ambele părți, pentru a dezvolta o capacitate egală cu cea a inimii.

E 6.1.7. Verificarea deplasărilor la SLS

Verificarea deplasărilor la SLS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(2) și secțiunii E.1 din P100-1. Pentru componentele nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0{,}0075h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLS s-au determinat din combinația de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLS)}$$

unde $v = 0{,}5$ și $q = 6{,}5 \ \Rightarrow v \cdot q = 3{,}250$

Deplasările relative de nivel la SLS sunt prezentate în Tabelul E 6.1.8. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 2 pe direcția X:

$d_r^{SLS} = 0{,}0063h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0{,}0075h \rightarrow$ verifică.

Tabelul E 6.1.8: Deplasările relative de nivel la SLS

Nivel	d_r^{SLS} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,0047	0,0046
3	0,0058	0,0051
2	**0,0063**	0,0053
1	0,0042	0,0034

E 6.1.8. Verificarea deplasărilor la SLU

Verificarea deplasărilor la SLU se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(3) și secțiunii E.2 din P100-1. Valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLU} = 0{,}025h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLU s-au determinat din combinațiile de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cq A_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DEP-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cq A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DEP-Iy)}$$

Calculul factorului c pe direcția X a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 3{,}5$

Factorul de comportare: $q = 6{,}5$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2: $\alpha = 1{,}205$

$$T_1 := 0{,}73s \le T_C = 1{,}600\ s \ \Rightarrow c = \Omega_T / q + \left(1 - \Omega_T / q\right)\frac{T_C}{T_1} = 1{,}550 \ \le 3$$

$$\alpha \cdot c \cdot q = 12{,}14$$

Calculul factorului c pe direcția Y a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 4$

Factorul de comportare: $q = 6{,}5$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2: $\alpha = 1{,}205$

$$T_1 = 0{,}69s \le T_C = 1{,}600\ s \ \Rightarrow c = \Omega_T / q + \left(1 - \Omega_T / q\right)\frac{T_C}{T_1} = 1{,}507 \ \le 3$$

$$\alpha \cdot c \cdot q = 11{,}80$$

Calculul deplasărilor la SLU

Acoperitor, s-a considerat aceeași valoare a produsului $\alpha \cdot c \cdot q = 12{,}14$ pentru ambele direcții orizontale ale structurii.

Valorile deplasărilor relative de nivel la SLU determinate din combinațiile S-SLU-DEP-Ix și S-SLU-DEP-Iy sunt prezentate în Tabelul E 6.1.9. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 2 pe direcția X:

$d_r^{SLU} = 0{,}024h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0{,}025h \rightarrow$ verifică.

Tabelul E 6.1.9: Deplasările relative de nivel la SLU

Nivel	d_r^{SLU} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,018	0,017
3	0,022	0,019
2	**0,024**	0,020
1	0,016	0,013

E 6.2. Structură în cadre contravântuite centric

E 6.2.1. Date generale despre structură

Amplasament: București.

Funcțiune: clădire birouri.

Regim de înălțime: Parter+3 etaje (4 nivele).

Înălțime: H = 14 m

Dimensiunea în plan: 22×29 m.

Clădirea se încadrează în clasa III de importanță și de expunere conform Tabelului 4.2 din P100-1. Rezultă factorul de importanță cu valoarea $\gamma_{I,e}$=1,0.

Schema spațială a structurii este prezentată în Figura E 6.2.1. Planșeul din beton armat (b.a.) pe cofraj pierdut din tablă cutată reazemă pe un sistem de grinzi secundare și principale articulate, realizate în soluție compusă oțel-beton. Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este compus din cadre contravântuite centric în V inversat dispuse perimetral pe direcția X în axele 1 și 5 și pe direcția Y în axele A și D, vezi Figura E 6.2.2 și Figura E 6.2.3.

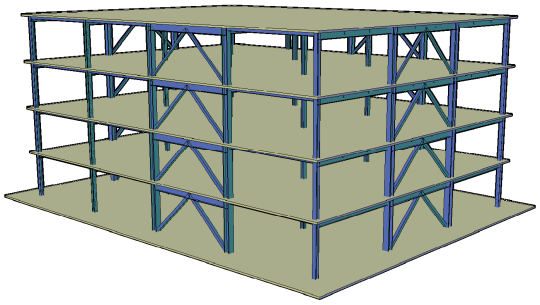


Figura E 6.2.1 Schema spațială a structurii.

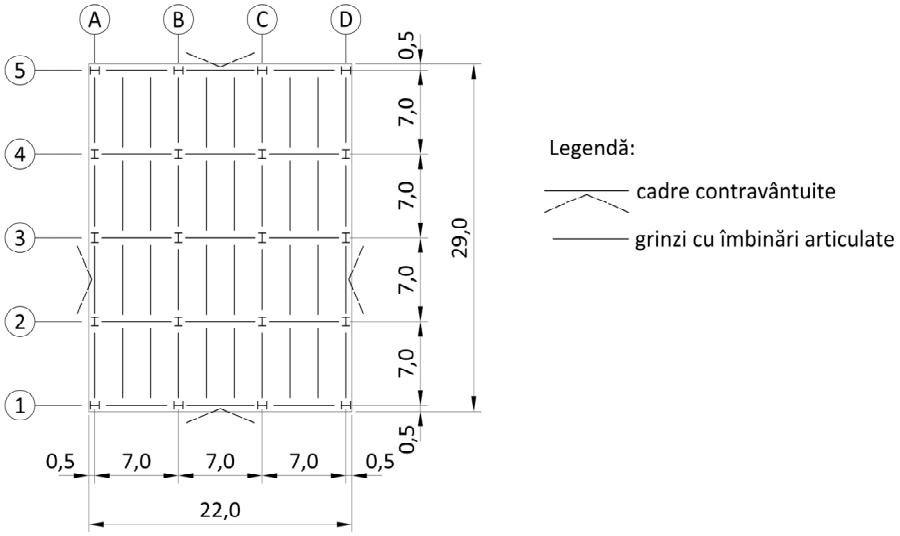


Figura E 6.2.2 Planul structurii.

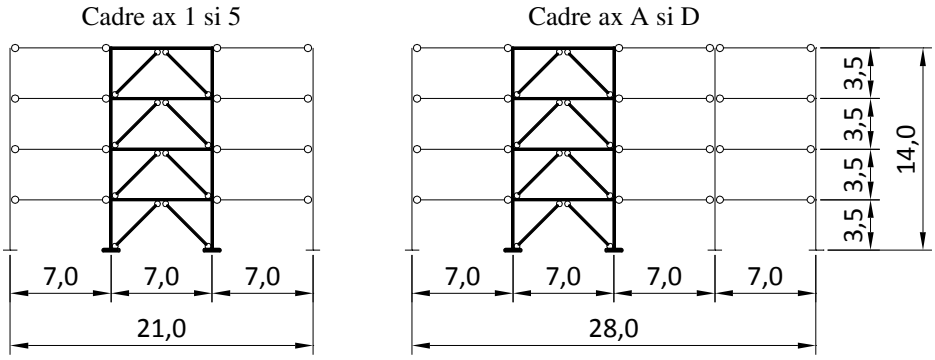


Figura E 6.2.3 Secțiuni verticale prin axele 1, 5 și A, B, C, D.

Elementele structurii de rezistență se confecționează din profile laminate dublu T din oțel S355 (grinzile și stâlpii) și profile rectangulare cave din oțel S355 (contravântuirile).

Componentele nestructurale sunt realizate din materiale cu capacitate de deformare mare.

E 6.2.2. Alegerea modelului structurii și a metodei de calcul

Structura are o formă compactă în plan, sistemul de preluare a încărcărilor laterale este dispus simetric, iar planșeul din b.a. are o rigiditate suficientă în planul său pentru a asigura efectul de șaibă rigidă. În consecință, structura este regulată în plan conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.2 din P100-1.

Structura se dezvoltă monoton pe verticală, fără discontinuități, având o variație nesemnificativă a rigidității și rezistenței pe verticală. Masele aplicate pe construcție sunt distribuite relativ uniform, încadrându-se în limitarea de 50% a variației între nivele adiacente (vezi paragraful E 6.2.5.2). În consecință, structura este regulată pe verticală conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.3 din P100-1.

Conform Tabelului 4.1 din P100-1, pentru structuri regulate în plan și pe verticală, se admite adoptarea separată a unor modele plane ale structurii. Structura are o înălțime mai mică de 30 m și perioada proprie fundamentală T_1 < 1.5 sec (vezi paragraful E 6.2.5.3). În consecință calculul structural poate fi efectuat folosind metoda forțelor laterale.

Cu toate acestea, analiza structurii s-a efectuat pe un model spațial folosind un calcul modal cu spectre de răspuns, metoda implicită de calcul în P100-1. Această abordare este convenabilă dacă analiza structurală se efectuează folosind programe moderne de calcul, conducând în același timp la o proiectare mai economică.

E 6.2.3. Încărcări

E 6.2.3.1. Încărcări gravitaționale

Încărcarea permanentă pe planșeele curente (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$G_{k1} = 5{,}0\ kN / m^2$

Încărcarea permanentă pe acoperiș (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$G_{k2} = 5{,}5\ kN/m^2$

Încărcarea permanentă pe pereții exteriori:

$G_{k3} = 1{,}0\ kN/m^2$

Greutatea proprie a structurii metalice a fost inclusă în calcul automat prin programul de calcul.

Încărcarea utilă pe planșeele curente (categoria de utilizare B), inclusiv încărcarea echivalentă din pereți despărțitori mobili, conform SR EN 1991-1-1 şi SR EN 1991-1-1/NA:

$Q_{k1} = 2{,}5\ kN/m^2 + 0{,}8\ kN/m^2 = 3{,}3\ kN/m^2$

Încărcarea utilă pe acoperiș (terasă circulabilă, categoria de utilizare I), conform SR EN 1991-1-1 şi SR EN 1991-1-1/NA:

$Q_{k2} = 2{,}5\ kN/m^2$

E 6.2.3.2. Acțiunea seismică de proiectare

Structura nefiind sensibilă la componenta verticală a acțiunii seismice (vezi paragraful 4.5.3.6.2 din P100-1), se iau în calcul doar cele două componente orizontale. Acestea sunt descrise prin spectre de răspuns elastic pentru accelerații $S_e(T)=a_g\cdot\beta(T)$.

Accelerația de vârf a terenului pentru proiectare a_g se determină în funcție de amplasamentul construcției (București) în conformitate cu Figura 3.1 din P100-1 sau din Anexa A a codului, Tabelul A.1:

$a_g = 0{,}3\cdot g$

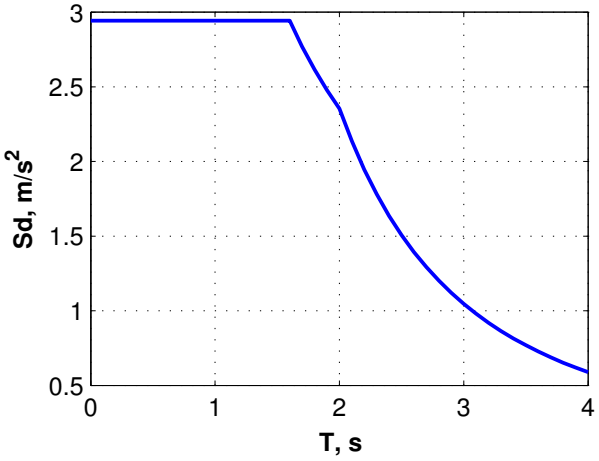


Figura E 6.2.4 Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale acțiunii seismice.

Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerații $\beta(T)$ este definit de relațiile (3.3)-(3.6) din P100-1 în funcție de factorul de amplificare dinamică $\beta_0 := 2{,}5$ şi de perioadele de control T_B, T_C şi T_D (determinate din Figura 3.2 din P100-1 pentru amplasamentul construcției şi Tabelul 3.1 din P100-1):

$T_B = 0{,}32\ s \quad T_C = 1{,}6\ s \quad T_D = 2{,}0\ s$

Se adoptă conceptul de comportare disipativă, clasa de ductilitate înaltă a structurii DCH, vezi secțiunea 6.1.2 din P100-1. Rezultă factorul de comportare $q = 2{,}5$ pentru cadre din oțel contravântuite centric în V inversat, regulate pe verticală și clasa de ductilitate a structurii DCH, conform P100-1, Tabelul E 6.3.

Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale mișcării seismice se determină conform relațiilor (3.17)-(3.18) din P100-1 și este prezentat în Figura E 6.2.4.

E 6.2.4. Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare

Combinarea efectelor acțiunilor în situația seismică de proiectare, pentru verificarea la starea limită ultimă (SLU), conform secțiunii 3.3 din P100-1 și secțiunii 6.4.3.2 din CR 0 - 2012, este:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-DIS)}$$

Factorul de grupare este $\psi_2 = 0{,}3$ pentru încărcarea utilă și funcțiunea de birouri, vezi tabelul 7.1 din CR 0 - 2012, iar A_{Ed} este valoarea de proiectare a acțiunii seismice. Această combinație de încărcări este aplicabilă direct doar pentru verificarea elementelor disipative ale structurii la SLU.

Conform 6.7.4(2) din P100-1, eforturile de calcul pentru verificarea elementelor nedisipative (stâlpi) la SLU pot fi determinate practic din următoarea combinație de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-NDIS)}$$

unde Ω_T este valoarea suprarezistenței sistemului structural.

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(3) din P100-1, deplasările structurii pentru verificarea la SLU pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-DEP)}$$

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(2) din P100-1, deplasările structurii pentru verificarea la starea limită de serviciu (SLS) pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLS)}$$

E 6.2.5. Calculul structural

E 6.2.5.1. Modelul structurii

Structura a fost analizată folosind un model spațial într-un program de calcul comercial (vezi Figura E 6.2.5). S-a considerat efectul de diafragmă rigidă asigurat de planșeele de beton armat. Stâlpii au fost încastrați la bază. Legăturile dintre bare (rigide/articulate) au fost modelate conform datelor din Figura E 6.2.2 și Figura E 6.2.3. Secțiunile elementelor structurale pentru sistemul de preluare a încărcărilor laterale sunt prezentate în Figura E 6.2.6 și Figura E 6.2.7. Încărcările gravitaționale au fost aplicate pe planșee (încărcările permanente și utile) și pe grinzile perimetrale (încărcarea din pereți exteriori). Masele structurii au fost calculate automat din încărcările gravitaționale aplicate pe structură.

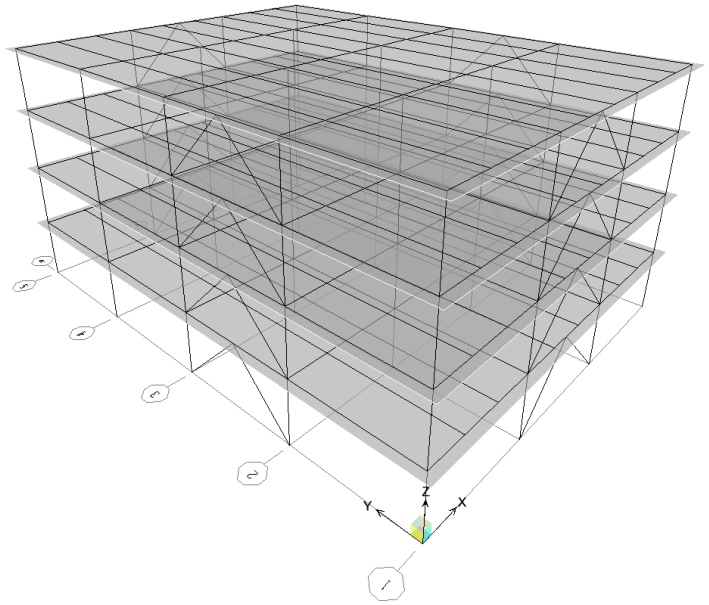


Figura E 6.2.5 Modelul spațial al structurii în programul de calcul.

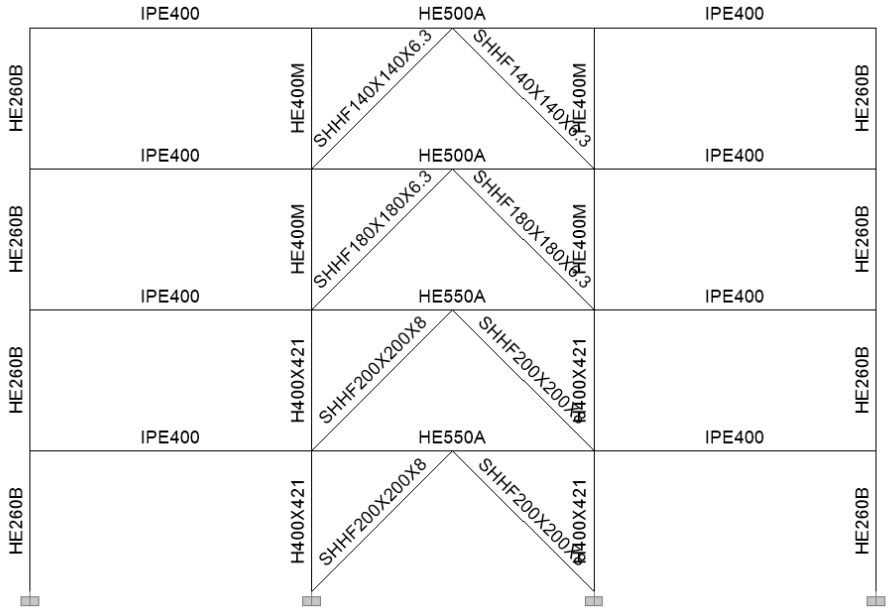


Figura E 6.2.6 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele 1 și 5.

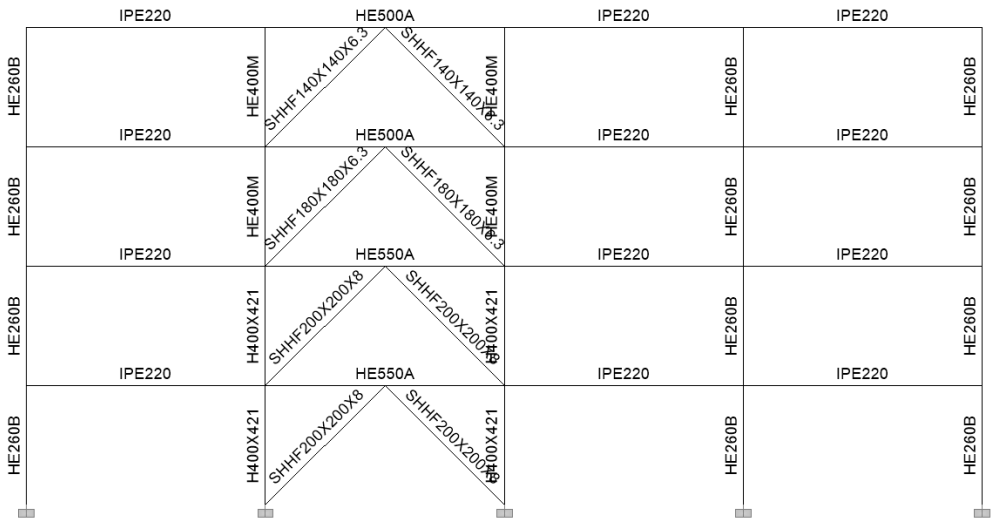


Figura E 6.2.7 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele A, B, C și D.

E 6.2.5.2. Masele structurii

Masele corespund încărcărilor gravitaționale din gruparea seismică. Conform CR 0 - 2012, ecuația (6.11), încărcările gravitaționale în gruparea seismică sunt calculate cu relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Masele și momentele de inerție ale maselor au fost calculate automat de către programul de calcul și sunt prezentate în Tabelul E 6.2.1.

Tabelul E 6.2.1: Masele de nivel și momentele de inerție ale maselor.

Nivel	Masa, tone	Momentul de inerție al maselor, tone×m^2
4	448,2	55774,0
3	455,7	58636,5
2	458,8	59155,8
1	462,8	60036,1

E 6.2.5.3. Modurile proprii de vibrație

S-au luat în calcul 6 moduri proprii de vibrație. Perioadele proprii de vibrație T și masele modale efective M_n^* raportate la masa totală a structurii sunt prezentate în Tabelul E 6.2.2. Se poate observa că suma maselor modale efective din primele 6 moduri proprii de vibrație depășește 90% din masa totală a structurii, fiind îndeplinită cerința din secțiunea 4.5.3.3 din P100-1. Deformata structurii în primele trei moduri proprii de vibrație este prezentată în Figura E 6.2.8.

Tabelul E 6.2.2: Perioadele proprii de vibrație și masele modale efective.

Mod	T s	$M^*_{n,x}$ %	$M^*_{n,y}$ %	$\sum M^*_{n,x}$ %	$\sum M^*_{n,y}$ %
1	0,545	80,8	0,0	80,8	0,0
2	0,544	0,0	80,7	80,8	80,7
3	0,353	0,0	0,0	80,8	80,7
4	0,200	13,5	0,0	94,3	80,7
5	0,200	0,0	13,6	94,3	94,3
6	0,131	0,0	0,0	94,3	94,3

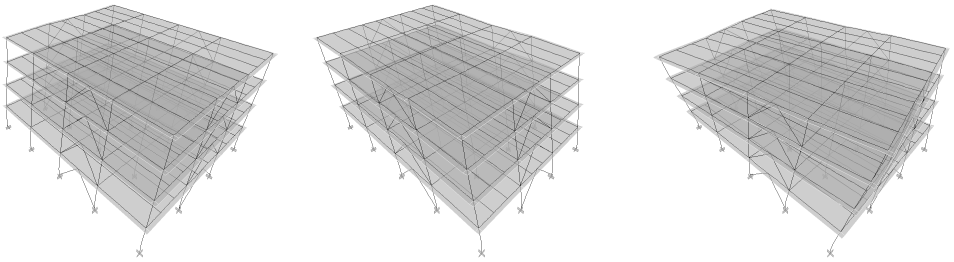


Figura E 6.2.8 Primele trei moduri proprii de vibrație ale structurii.

E 6.2.5.4. Calculul modal cu spectre de răspuns

Efectele acțiunii seismice au fost determinate folosind calculul modal cu spectre de răspuns. S-au folosit spectrele de răspuns de proiectare determinate în secțiunea E 6.2.3.2, aplicate pe cele două direcții orizontale ale structurii. Răspunsurile modale au fost combinate cu regula "combinarea pătratică completă", efectele componentelor acțiunii seismice cu regula "radical din suma pătratelor".

Efectele de torsiune accidentală au fost luate în calcul prin aplicarea la fiecare nivel a unui moment de torsiune egal cu produsul dintre forța laterală și excentricitatea accidentală, pentru fiecare direcție orizontală (vezi 4.5.3.3.3 din P100-1). Valoarea excentricității accidentale a fost considerată egală cu 0,05 din dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția considerată a acțiunii seismice (vezi 4.5.2.1 din P100-1).

Efectele de calcul ale acțiunii seismice s-au notat cu A_{Ed} și au inclus factorul de importanță $\gamma_{I,e}$=1,0 (vezi relația 3.1 din P100-1).

E 6.2.5.5. Imperfecțiuni globale

Conform paragrafului 5.3.2(4) din SR EN 1993-1-1, modelarea imperfecțiunilor globale în calculul structural nu este necesară dacă:

$H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed}$

unde H_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii orizontale la partea inferioară a nivelului, iar V_{Ed} este valoarea totală a încărcării verticale la partea inferioară a nivelului.

Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed}$ pentru fiecare din cele două direcții orizontale în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-SLU-DIS) este sintetizată în

Tabelul E 6.2.3. Se observă că relația $H_{Ed} \geq 0{,}15V_{Ed}$ este verificată în toate cazurile, astfel încât imperfecțiunile globale nu sunt luate în calcul.

Tabelul E 6.2.3: Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0{,}15V_{Ed}$.

nivel	$H_{Ed,x}$ kN	$H_{Ed,y}$ kN	V_{Ed} kN	$0{,}15V_{Ed}$ kN	$H_{Ed,x} \geq 0{,}15V_{Ed}$	$H_{Ed,y} \geq 0{,}15V_{Ed}$
4	1841	1841	4455	668	DA	DA
3	3132	3131	8926	1339	DA	DA
2	3980	3978	13450	2017	DA	DA
1	4415	4411	17988	2698	DA	DA

E 6.2.5.6. Efectele de ordinul doi

Importanța efectelor de ordinul doi este dată de valoarea coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel, θ, determinat conform 4.6.2.2(2) din P100-1:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Calculul coeficienților θ pentru fiecare nivel al structurii este sintetizat în Tabelul E 6.2.4. Eforturile s-au determinat din combinațiile de încărcări S-SLU-DIS, iar deplasările din S-SLU-DEP.

Tabelul E 6.2.4: Calculul coeficientului θ

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4455	1841	1841	0,0084	0,0083	0,020	0,020
3	8926	3132	3131	0,0102	0,0100	0,029	0,029
2	13450	3980	3978	0,0095	0,0093	**0,032**	0,031
1	17988	4415	4411	0,0076	0,0073	0,031	0,030

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate la efectele de ordinul doi:

$\theta = 0{,}032 \leq 0{,}1 \Rightarrow$ efectele de ordinul 2 pot fi neglijate.

E 6.2.6. Verificarea componentelor structurale la SLU

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P100-1, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$\gamma_{M0} = 1{,}1$

$\gamma_{M1} = 1{,}1$

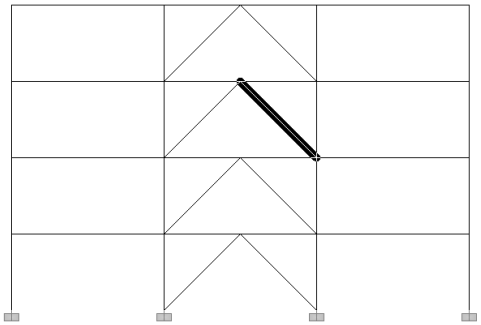
$\gamma_{M2} = 1{,}25$

Conform paragrafului 6.2(5) din P100-1, factorul de suprarezistență de material pentru S355 (din care sunt realizate elementele disipative) este:

$\gamma_{ov} = 1{,}25$

E 6.2.6.1. Verificarea contravântuirilor

Verificarea la SLU este exemplificată pentru contravântuirea de la nivelul 3 al cadrului din axul 1, evidențiată în figura alăturată.



Eforturile de calcul în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-SLU-DIS) sunt:

$N_{Ed,i} = 972{,}8\ kN$ (întindere)

$N_{Ed,c} = 1094{,}2\ kN$ (compresiune)

Secțiune: SHHF 180x180x6,3

Oțel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

Clasa secțiunii

Secțiunea este de clasă 1 conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1. Secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru elemente disipative supuse la compresiune în structuri de clasă de ductilitate DCH (vezi 6.7.3(7) şi Tabelul E 6.4 din P100-1).

Verificarea contravântuirii la întindere

Rezistența plastică de proiectare a secțiunii la efort axial, conform SR EN 1993-1-1 este:

$N_{pl,Rd} = 1397{,}4\ kN$

Verificarea de rezistență a secțiunii la efortul axial de întindere, conform SR EN 1993-1-1 este:

$$\frac{N_{Ed,i}}{N_{pl,Rd}} = 0{,}6961 \le 1{,}0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Verificarea contravântuirii la compresiune

Schema de principiu a unui panou contravântuit este prezentată în Figura E 6.2.9. S-a adoptat o îmbinare cu guseu, care prin plasticizarea acestuia să permită flambajul contravântuirii în afara planului. În consecință, lungimea de flambaj L_{cr} a contravântuirii a fost considerată egală cu lungimea liberă între secțiunile guseului care permit încovoierea acestuia în afara planului (vezi Figura E 6.2.9).

Pentru $L_{cr} = 3{,}8\ m$ rezultă $\bar{\lambda} = 0{,}714$, iar rezistența de calcul a contravântuirii la flambaj prin încovoiere, conform SR EN 1993-1-1 este:

$N_{b,Rd} = 1175{,}5\ kN$

Verificarea barei la compresiune, conform SR EN 1993-1-1 este:

$\frac{N_{Ed,c}}{N_{b,Rd}} = 0{,}9308 \leq 1{,}0 \rightarrow$ verifică.

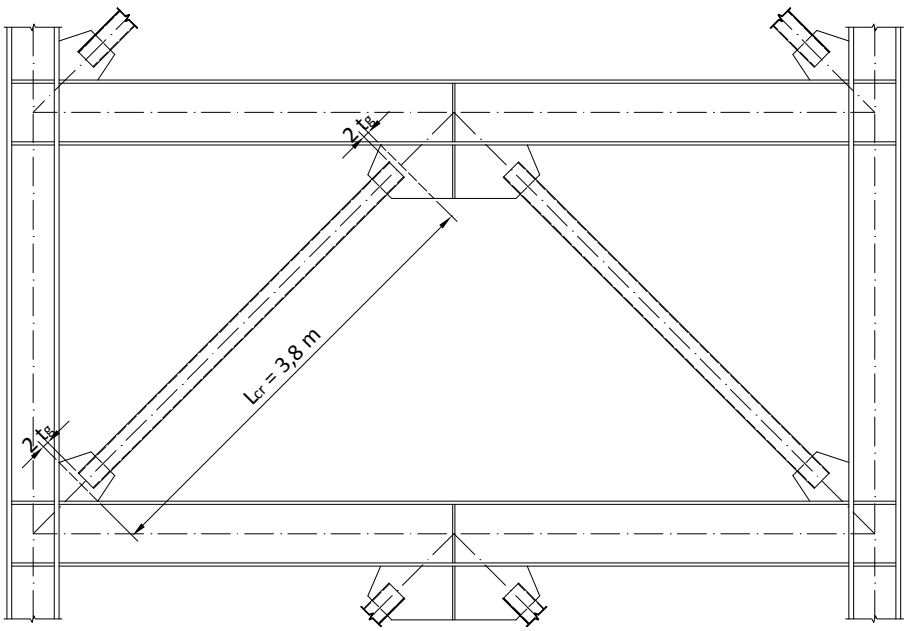


Figura E 6.2.9 Schema de principiu a unui panou contravântuit.

Zvelteţea contravântuirii

Conform paragrafului 6.7.3(3) din P100-1, la cadrele contravântuite în V, zvelteţea diagonalei trebuie să verifice condiţia:

$\bar{\lambda} = 0{,}714 \leq 2{,}0 \rightarrow$ verifică.

E 6.2.6.2. Calculul suprarezistenţei sistemului structural

La calculul eforturilor în componentele nedisipative se foloseşte suprarezistenţa sistemului structural, determinată cu relaţia (vezi 6.7.4(1) din P100-1):

$\Omega_T = 1{,}1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^N$

unde $\Omega^N = \min(\Omega_i^N)$, iar $\Omega_i^N = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$.

Pentru S355: $\gamma_{ov} = 1{,}25$.

Calculul valorilor Ω_i^M este sintetizat în Tabelul E 6.2.5 pentru direcţia X a structurii şi în Tabelul E 6.2.6 pentru direcţia Y a structurii. Rezultă, acoperitor, pentru toată structura, un factor de suprarezistenţă:

$\Omega_T = 1{,}8$

Tabelul E 6.2.5: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția X a structurii

Nivel	Secțiune	N_{Ed} / $N_{pl,Rd}$	Ω_i^N	Ω^N = min(Ω_i^N)	Ω_T
4	SHHF140X140X6,3	0,62	1,61	1,28	1,8
3	SHHF180X180X6,3	0,783	**1,28**		
2	SHHF200X200X8	0,751	1,33		
1	SHHF200X200X8	0,656	1,52		

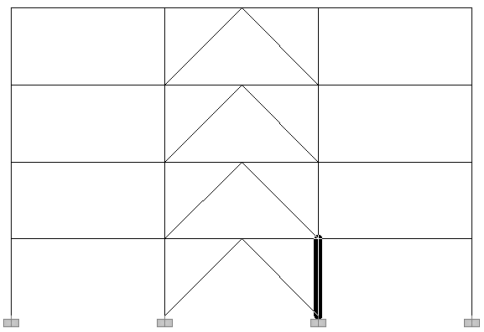
Tabelul E 6.2.6: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția Y a structurii

Nivel	Secțiune	N_{Ed} / $N_{pl,Rd}$	Ω_i^N	Ω^N = min(Ω_i^N)	Ω_T
4	SHHF140X140X6,3	0,587	1,70	1,33	1,8
3	SHHF180X180X6,3	0,752	**1,33**		
2	SHHF200X200X8	0,725	1,38		
1	SHHF200X200X8	0,631	1,58		

Conform paragrafului 6.7.4(2) din P100-1, valorile maxime şi minime ale Ω_i^M trebuie să difere cu mai puțin de 25%. Pe direcția X această diferență este de 21% ≤ 25%, iar pe direcția Y este de 22% ≤ 25%.

E 6.2.6.3. Verificarea stâlpilor

Verificarea la SLU a stâlpilor este exemplificată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax 1 şi evidențiat în figura alăturată.



Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relațiilor (6.14) din P100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-SLU-NDIS.

Au rezultat următoarele eforturi maxime:

$M_{y,Ed,1} = 1058{,}8\ kNm \quad M_{z,Ed,1} = 371{,}7\ kNm$

$M_{y,Ed,2} = 354{,}4\ kNm \quad M_{z,Ed,2} = 54{,}7\ kNm$

$N_{Ed} = 5184{,}6\ kN$

$V_{z,Ed} = 402{,}9\ kN \quad V_{y,Ed} = 120{,}4\ kN$

Momentele de la capătul inferior s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HD400×421 ($i_y = 172{,}4\ mm$)

Oțel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

Verificarea la încovoiere și compresiune

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale și momentelor încovoietoare conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1, paragraful 6.7.4(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Ținând cont de faptul că efectele de ordinul doi sunt neglijabile, iar stâlpul este încastrat la bază, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu $kL = 0{,}7 \times 3{,}5\ m$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât și prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)b din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$0{,}299 + 0{,}370 + 0{,}256 = 0{,}925 \le 1{,}0 \rightarrow$ verifică.

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1, forța tăietoare din stâlp trebuie să verifice următoarele relații:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0{,}172 \le 1{,}0 \rightarrow \text{verifică.}$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} = 0{,}015 \le 1{,}0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

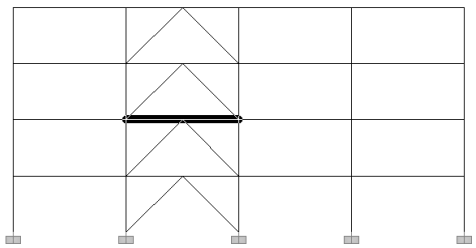
Zvelțeța stâlpului

Zvelțeța stâlpilor trebuie să verifice următoarea condiție (vezi paragraful 6.7.4(6) din P100-1) în planul contravântuit:

$$\lambda_y = \frac{kL}{i_y} = 14{,}21 \ \le 1{,}3\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99{,}33 \ \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.2.6.4. Verificarea grinzilor cadrului contravântuit

Verificarea la SLU a grinzilor cadrelor contravântuite este exemplificată pentru grinda de la nivelul 2 din cadrul ax A, evidențiată în figura alăturată.



Eforturile de calcul pentru grinzile cadrelor contravântuite se determină conform relațiilor (6.14) din P100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-SLU-NDIS.

În plus, conform paragrafului 6.7.4(3) din P100-1, grinzile cadrelor contravântuite centric în V inversat trebuie proiectate pentru a prelua încărcările gravitaționale din combinația seismică și eforturile produse de acțiunea seismică aplicată grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate. Aceste eforturi se calculează considerând $N_{pl,Rd}$ pentru diagonala întinsă și $0,3N_{pl,Rd}$ pentru diagonala comprimată.

Această situație a fost luată în calcul considerând un model plan al cadrului contravântuit (dar fără diagonale), pe care s-au aplicat încărcările gravitaționale din combinația seismică de încărcări și forțele $N_{pl,Rd,i}$ și $0,3N_{pl,Rd,i}$ corespunzătoare diagonalelor întinse și, respectiv, comprimate (vezi Figura E 6.2.10).

Dintre cele două situații (combinația S-SLU-NDIS și efectul forțelor neechilibrate din contravântuiri) cea mai defavorabilă a rezultat ultima.

Eforturile maxime în grinda analizată sunt:

$M_{y,Ed,1} = -883,8\ kNm \quad M_{y,Ed,2} = 981,9\ kNm$

$N_{Ed} = 901,9\ kN$

$V_{z,Ed} = 563,9\ kN$

Momentul de la capătul grinzii s-a notat cu indice 1, iar cel de la mijloc cu indice 2.

Secțiune: HEA550

Oțel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

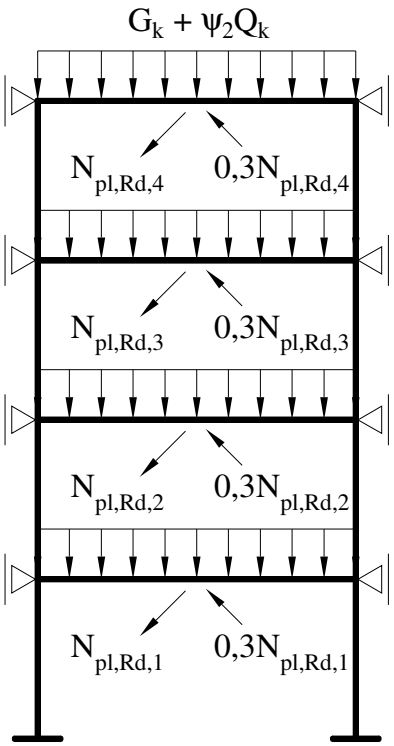


Figura E 6.2.10 Schema statică folosită pentru calculul eforturilor în grinzile cadrelor necontravântuite.

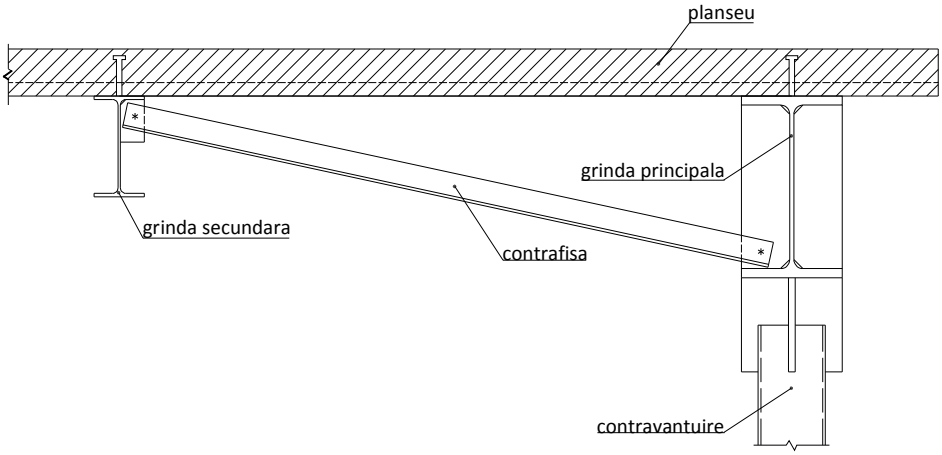


Figura E 6.2.11 Contrafișă pentru asigurarea legăturii laterale a grinzii.

Conform paragrafului 6.7.4(5) din P100-1, în secțiunea de intersecție cu diagonalele, grinda trebuie prevăzută, atât la talpa superioară cât și la talpa inferioară, cu legături laterale. La talpa superioară legăturile laterale sunt asigurate de planșeul de beton armat și conectori, iar la talpa inferioară s-a dispus o contrafișă (vezi Figura E 6.2.11).

Verificarea la încovoiere și compresiune

Grinda se verifică la efectul combinat al efortului axial și momentului încovoietor conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1, paragraful 6.7.4(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Ținând cont de legătura laterală de la mijlocul grinzii, lungimea de flambaj a grinzii pentru flambajul prin încovoiere-răsucire și flambaj prin încovoiere s-a considerat egală cu jumătate din lungimea ei.

Pentru grinda analizată, cea mai defavorabilă relație este (6.62), după cum urmează:

$0,132 + 0,802 = 0,934 \leq 1,0 \rightarrow$ verifică.

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1 verificarea la forță tăietoare este:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0,310 \leq 1,0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

E 6.2.6.5. Îmbinările elementelor disipative (contravântuirilor)

S-a adopta o îmbinare sudată cu guseu, care să permită flambajul contravântuirii în afara planului prin încovoierea unei porțiuni a guseului cu lățimea egală cu de două ori grosimea acestuia t_g (ANSI AISC 341-10), vezi Figura E 6.2.9. Conform secțiunilor 6.7.3 și 6.5.5 din P100-1, îmbinarea trebuie proiectată pentru a avea o suprarezistență de cel puțin $1,1\gamma_{ov}$ față de elementul îmbinat (contravântuire). Îmbinarea se va dimensiona conform SR EN 1993-1-8 la efortul axial:

$$N_{Ed,imb} = 1,1\gamma_{ov} N_{pl,Rd} = 1\,921\,kN$$

E 6.2.6.6. Îmbinările elementelor nedisipative (stâlpi și grinzi)

Îmbinările elementelor nedisipative se vor dimensiona conform SR EN 1993-1-8 la eforturile de calcul aferente acestor elemente. Practic, eforturile rezultă din combinația de încărcări S-SLU-NDIS. Pentru grinzile cadrului contravântuit centric se consideră, în plus, și eforturile produse de acțiunea seismică aplicată grinzii de către contravântuiri după flambajul diagonalei comprimate.

E 6.2.7. Verificarea deplasărilor la SLS

Verificarea deplasărilor la SLS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(2) și secțiunii E.1 din P100-1. Pentru componentele nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0,0075h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLS s-au determinat din combinația de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLS)}$$

unde $v = 0{,}5$ şi $q = 2{,}5 \Rightarrow v \cdot q = 1{,}25$

Deplasările relative de nivel la SLS sunt prezentate în Tabelul E 6.2.7. Situaţia cea mai defavorabilă se regăseşte la nivelul 3 pe direcţia X:

$d_r^{SLS} = 0{,}0033h \le d_{r,a}^{SLS} = 0{,}0075h \rightarrow$ verifică.

Tabelul E 6.2.7: Deplasările relative de nivel la SLS

Nivel	d_r^{SLS} / h	
	Direcţia X	Direcţia Y
4	0,0027	0,0027
3	**0,0033**	0,0032
2	0,0030	0,0030
1	0,0024	0,0023

E 6.2.8. Verificarea deplasărilor la SLU

Verificarea deplasărilor la SLU se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(3) şi secţiunii E.2 din P100-1. Valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLU} = 0{,}025h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLU s-au determinat din combinaţiile de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-DEP)}$$

Calculul factorului c pe direcţia X a structurii:

Suprarezistenţa sistemului structural: $\Omega_T = 1{,}8$

Factorul de comportare: $q = 2{,}5$

$$T_1 = 0{,}545\ s \le T_C = 1{,}600\ s \Rightarrow c = \Omega_T / q + \left(1 - \Omega_T / q\right)\frac{T_C}{T_1} = 1{,}542 \le 3$$

$c \cdot q = 3{,}855$

Calculul factorului c pe direcţia Y a structurii:

Suprarezistenţa sistemului structural: $\Omega_T = 1{,}8$

Factorul de comportare: $q = 2{,}5$

$$T_1 = 0{,}544\ s \le T_C = 1{,}600\ s \Rightarrow c = \Omega_T / q + \left(1 - \Omega_T / q\right)\frac{T_C}{T_1} = 1{,}544 \le 3$$

$c \cdot q = 3{,}859$

Calculul deplasărilor la SLU

S-a considerat aceeaşi valoare a produsului $c \cdot q = 3{,}9$ pentru ambele direcţii orizontale ale structurii.

Valorile deplasărilor relative de nivel la SLU determinate din combinaţia S-SLU-DEP sunt prezentate în Tabelul E 6.2.8. Situaţia cea mai defavorabilă se regăseşte la nivelul 3 pe direcţia X:

$d_r^{SLU} = 0{,}0102h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0{,}025h \rightarrow$ verifică.

Tabelul E 6.2.8: Deplasările relative de nivel la SLU

Nivel	d_r^{SLU} / h	
	Direcţia X	Direcţia Y
4	0,0084	0,0083
3	**0,0102**	0,0100
2	0,0095	0,0093
1	0,0076	0,0073

E 6.3. Structură în cadre contravântuite excentric

E 6.3.1. Date generale despre structură

Amplasament: București.

Funcțiune: clădire birouri.

Regim de înălțime: Parter+3 etaje (4 nivele).

Înălțime: H = 14 m

Dimensiunea în plan: 22×29 m.

Clădirea se încadrează în clasa III de importanță și de expunere conform Tabelului 4.2 din P100-1. Rezultă factorul de importanță cu valoarea $\gamma_{I,e}$=1,0.

Schema spațială a structurii este prezentată în Figura E 6.3.1. Planșeul din beton armat (b.a.) pe cofraj pierdut din tablă cutată reazemă pe un sistem de grinzi secundare și principale articulate, realizate în soluție compusă oțel-beton. Sistemul de preluare a încărcărilor laterale este compus din cadre contravântuite excentric dispuse perimetral pe direcția X în axele 1 și 5 și pe direcția Y în axele A și D, vezi Figura E 6.3.2 și Figura E 6.3.3.

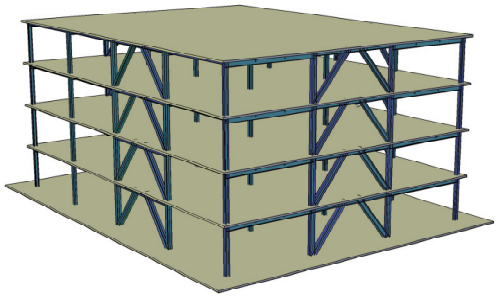


Figura E 6.3.1 Schema spațială a structurii.

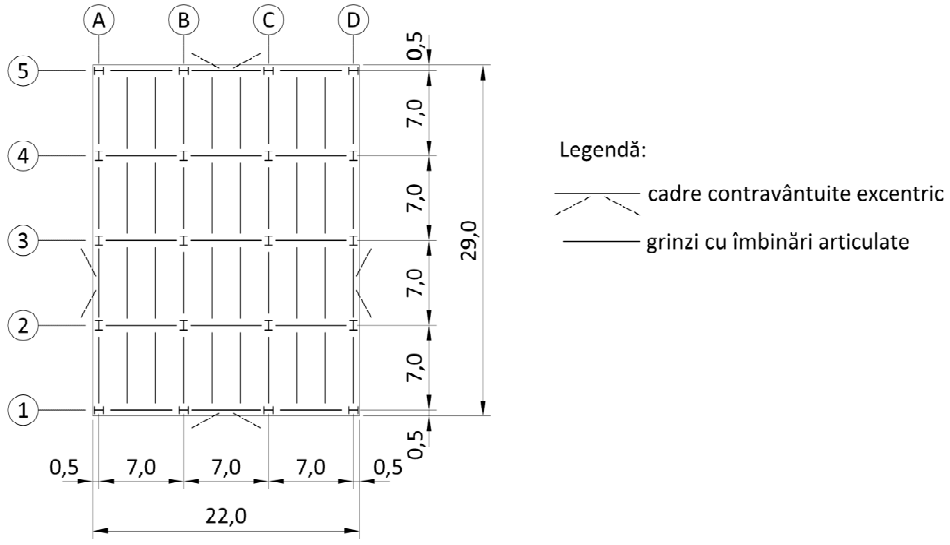


Figura E 6.3.2 Planul structurii.

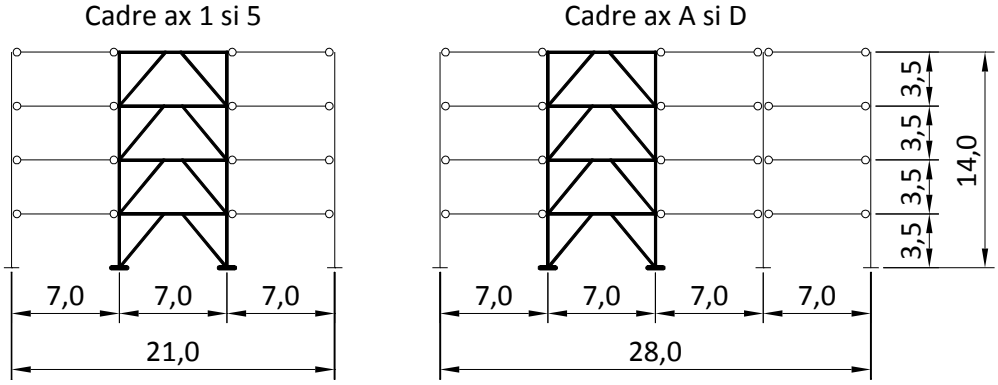


Figura E 6.3.3 Secțiuni verticale prin axele 1, 5 și A, D.

Elementele structurii de rezistență se confecționează din profile laminate dublu T din oțel S355 (grinzile, stâlpii și contravântuirile).

Componentele nestructurale sunt realizate din materiale cu capacitate de deformare mare.

E 6.3.2. Alegerea modelului structurii și a metodei de calcul

Structura are o formă compactă în plan, sistemul de preluare a încărcărilor laterale este dispus simetric, iar planșeul din b.a. are o rigiditate suficientă în planul său pentru a asigura efectul de șaibă rigidă. În consecință, structura este regulată în plan conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.2 din P100-1.

Structura se dezvoltă monoton pe verticală, fără discontinuități, având o variație nesemnificativă a rigidității și rezistenței pe verticală. Masele aplicate pe construcție sunt distribuite relativ uniform, încadrându-se în limitarea de 50% a variației între nivele adiacente (vezi paragraful E 6.3.5.1). În consecință, structura este regulată pe verticală conform cerințelor de la paragraful 4.4.3.3 din P100-1.

Conform Tabelului 4.1 din P100-1, pentru structuri regulate în plan și pe verticală, se admite adoptarea separată a unor modele plane ale structurii. Structura are o înălțime mai mică de 30 m și perioada proprie fundamentală T_1 < 1.5 sec (vezi paragraful E 6.3.5.3). În consecință calculul structural poate fi efectuat folosind metoda forțelor laterale.

Cu toate acestea, analiza structurii s-a efectuat pe un model spațial folosind un calcul modal cu spectre de răspuns, metoda implicită de calcul în P100-1. Această abordare este convenabilă dacă analiza structurală se efectuează folosind programe moderne de calcul, conducând în același timp la o proiectare mai economică.

E 6.3.3. Încărcări

E 6.3.3.1. Încărcări gravitaționale

Încărcarea permanentă pe planșeele curente (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$G_{k1} = 5{,}0\ kN / m^2$

Încărcarea permanentă pe acoperiș (finisaje, planșeu din b.a. pe cofraj pierdut din tablă cutată, instalații, tavan fals):

$G_{k2} = 5{,}5\ kN / m^2$

Încărcarea permanentă pe pereții exteriori:

$G_{k3} = 1{,}0\ kN / m^2$

Greutatea proprie a structurii metalice a fost inclusă în calcul automat prin programul de calcul.

Încărcarea utilă pe planșeele curente (categoria de utilizare B), inclusiv încărcarea echivalentă din pereți despărțitori mobili, conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$Q_{k1} = 2{,}5\ kN / m^2 + 0{,}8\ kN / m^2 = 3{,}3\ kN / m^2$

Încărcarea utilă pe acoperiș (terasă circulabilă, categoria de utilizare I), conform SR EN 1991-1-1 și SR EN 1991-1-1/NA:

$Q_{k2} = 2{,}5\ kN / m^2$

E 6.3.3.2. Acțiunea seismică de proiectare

Structura nefiind sensibilă la componenta verticală a acțiunii seismice (vezi paragraful 4.5.3.6.2 din P100-1), se iau în calcul doar cele două componente orizontale. Acestea sunt descrise prin spectre de răspuns elastic pentru accelerații $S_e(T)=a_g \cdot \beta(T)$.

Accelerația de vârf a terenului pentru proiectare a_g se determină în funcție de amplasamentul construcției (București) în conformitate cu Figura 3.1 din P100-1 sau din Anexa A a codului, Tabelul A.1:

$a_g = 0{,}3 \cdot g$

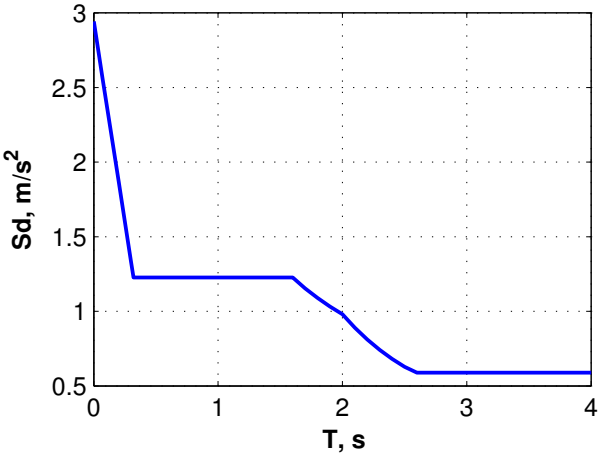


Figura E 6.3.4 Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale acțiunii seismice.

Spectrul normalizat de răspuns elastic pentru accelerații $\beta(T)$ este definit de relațiile (3.3)-(3.6) din P100-1 în funcție de factorul de amplificare dinamică $\beta_0 = 2{,}5$ și de perioadele de control T_B, T_C și T_D (determinate din Figura 3.2 din P100-1 pentru amplasamentul construcției și Tabelul 3.1 din P100-1):

$T_B = 0{,}32\ s \quad T_C = 1{,}6\ s \quad T_D = 2{,}0\ s$

Se adoptă conceptul de comportare disipativă, clasa de ductilitate înaltă a structurii DCH, vezi secțiunea 6.1.2 din P100-1. Rezultă factorul de comportare $q = 6$ pentru

cadre contravântuite excentric din oțel, regulate pe verticală și clasa de ductilitate a structurii DCH, conform P100-1, Tabelul E 6.3.

Spectrul de proiectare pentru componentele orizontale ale mișcării seismice se determină conform relațiilor (3.17)-(3.18) din P100-1 și este prezentat în Figura E 6.3.4.

E 6.3.4. Combinații de încărcări în situația seismică de proiectare

Combinarea efectelor acțiunilor în situația seismică de proiectare, pentru verificarea la starea limită ultimă (SLU), conform secțiunii 3.3 din P100-1 și secțiunii 6.4.3.2 din CR 0 - 2012, este:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-DIS)}$$

Factorul de grupare este $\psi_2 = 0{,}3$ pentru încărcarea utilă și funcțiunea de birouri, vezi tabelul 7.1 din CR 0 - 2012, iar A_{Ed} este valoarea de proiectare a acțiunii seismice. Această combinație de încărcări este aplicabilă direct doar pentru verificarea elementelor disipative ale structurii la SLU.

Conform 6.8.3(1) din P100-1, eforturile de calcul pentru verificarea elementelor nedisipative (stâlpii, contravântuirile și segmentele de grindă din afara barelor disipative) la SLU pot fi determinate practic din următoarea combinație de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-NDIS)}$$

unde Ω_T este valoarea suprarezistenței sistemului structural.

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(3) din P100-1, deplasările structurii pentru verificarea la SLU pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLU-DEP)}$$

Ținând cont de prevederile paragrafului 4.5.4(2) din P100-1, deplasările structurii pentru verificarea la starea limită de serviciu (SLS) pot fi obținute practic din relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLS)}$$

E 6.3.5. Calculul structural

E 6.3.5.1. Modelul structurii

Structura a fost analizată folosind un model spațial într-un program de calcul comercial (vezi Figura E 6.3.5). S-a considerat efectul de diafragmă rigidă asigurat de planșeele de beton armat. Totuși, nodurile aferente barelor disipative au fost excluse din definiția diafragmelor, pentru ca modelul de calcul să reprezinte corect forțele axiale din barele disipative și grinzile care le conțin. Stâlpii au fost încastrați la bază. Legăturile dintre bare (rigide/articulate) au fost modelate conform datelor din Figura E 6.3.2 și Figura E 6.3.3. Secțiunile elementelor structurale pentru sistemul de preluare a încărcărilor laterale sunt prezentate în Figura E 6.3.6 și Figura E 6.3.7. Încărcările gravitaționale au fost aplicate pe planșee (încărcările permanente și utile) și pe grinzile perimetrale (încărcarea din pereți exteriori). Masele structurii au fost calculate automat din încărcările gravitaționale aplicate pe structură.

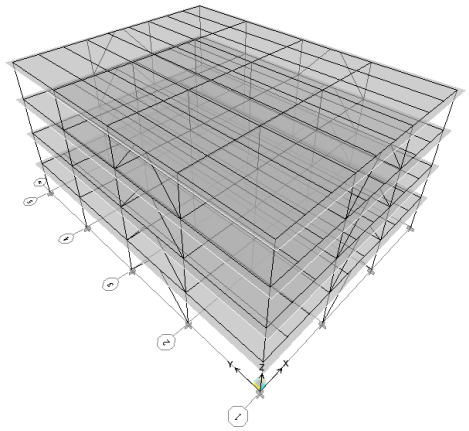


Figura E 6.3.5 Modelul spațial al structurii în programul de calcul.

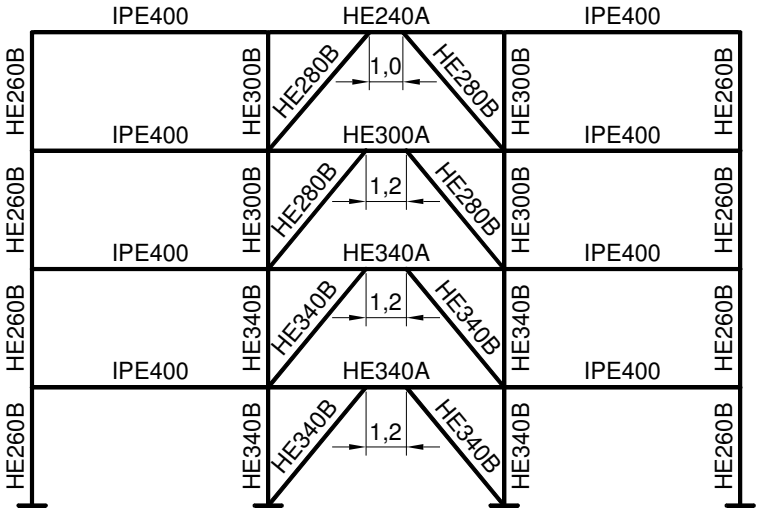


Figura E 6.3.6 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele 1 și 5.

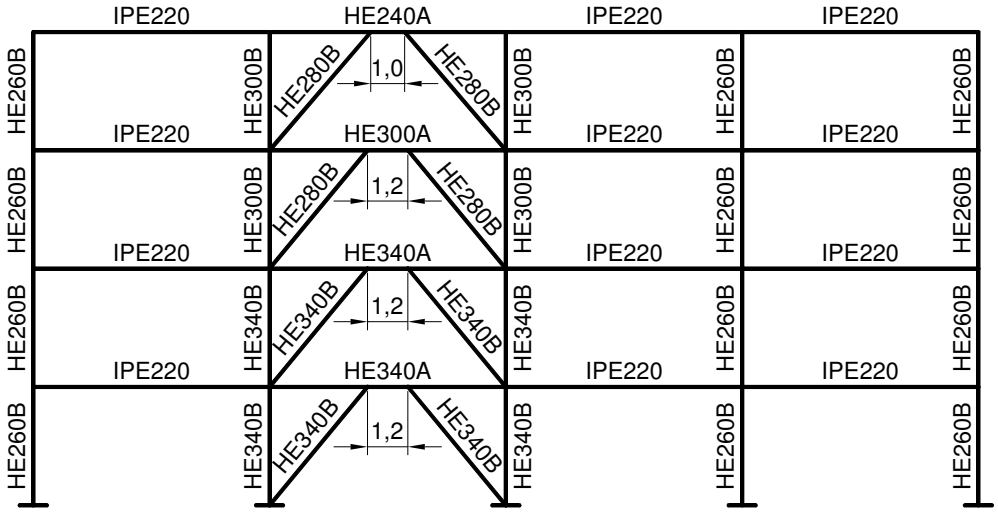


Figura E 6.3.7 Secțiuni ale elementelor structurale pentru cadrele din axele A și D.

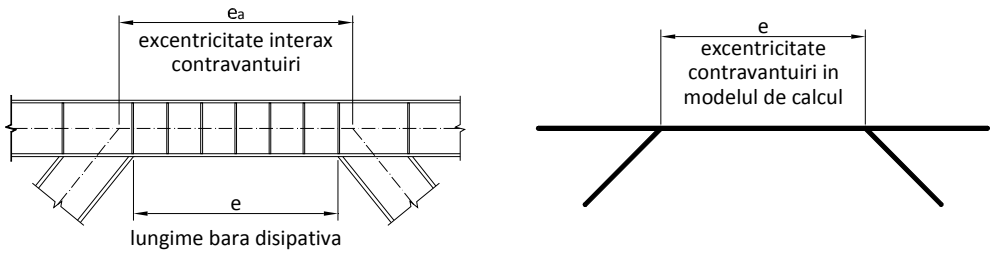


Figura E 6.3.8 Modelarea lungimii barei disipative.

Comportarea unei bare disipative depinde major de lungimea acesteia. În mod ideal, lungimea barei disipative (e) măsurată între capetele contravântuirii ar trebui să fie egală cu excentricitatea formată de intersecția dintre axele contravântuirilor și axa grinzii (e_a). În realitate, datorită dimensiunii secțiunilor grinzii și ale contravântuirilor, lungimea barei disipative e, poate fi diferită de excentricitatea interax a contravântuirilor (e_a), vezi Figura E 6.3.8a. Un model de calcul cu elemente finite de tip bară în care elementele structurale sunt dispuse în ax ar subestima momentele încovoietoare din segmentele de grindă din afara barei disipative și din contravântuire (atunci când $e_a > e$) sau pe cele din bara disipativă (atunci când $e_a < e$). O posibilă soluție (folosită în acest caz) este adoptarea unui model de calcul în care înclinarea contravântuirilor să fie ajustată astfel ca excentricitatea teoretică în axa grinzii formată de axele contravântuirilor să fie egală cu lungimea fizică a barei disipative (e), vezi Figura E 6.3.8b.

E 6.3.5.2. Masele structurii

Masele corespund încărcărilor gravitaționale din gruparea seismică. Conform CR 0 - 2012, ecuația (6.11), încărcările gravitaționale în gruparea seismică sunt calculate cu relația:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Masele și momentele de inerție ale maselor au fost calculate automat de către programul de calcul și sunt prezentate în Tabelul E 6.3.1.

Tabelul E 6.3.1: Masele de nivel și momentele de inerție ale maselor.

Nivel	Masa, tone	Momentul de inerție al maselor, tone×m^2
4	439,3	54245,8
3	443,4	56525,0
2	443,8	56593,2
1	446,0	57169,8

E 6.3.5.3. Modurile proprii de vibrație

S-au luat în calcul 6 moduri proprii de vibrație. Perioadele proprii de vibrație T și masele modale efective M_n^* raportate la masa totală a structurii sunt prezentate în Tabelul E 6.3.2. Se poate observa că suma maselor modale efective din primele 6 moduri proprii de vibrație depășește 90% din masa totală a structurii, fiind îndeplinită cerința din secțiunea 4.5.3.3 din P100-1. Deformata structurii în primele trei moduri proprii de vibrație este prezentată în Figura E 6.3.9.

Tabelul E 6.3.2: Perioadele proprii de vibrație și masele modale efective.

Mod	T s	$M^*_{n,x}$ %	$M^*_{n,y}$ %	$\sum M^*_{n,x}$ %	$\sum M^*_{n,y}$ %
1	0,663	79,4	0,0	79,4	0,0
2	0,662	0,0	79,3	79,4	79,3
3	0,427	0,0	0,0	79,4	79,3
4	0,239	15,3	0,0	94,8	79,3
5	0,238	0,0	15,4	94,8	94,7
6	0,156	0,0	0,0	94,8	94,7

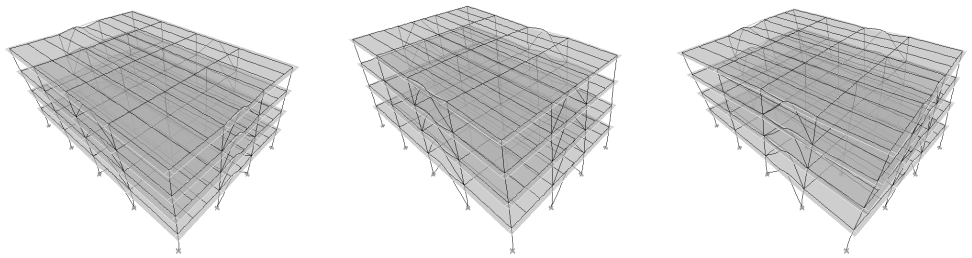


Figura E 6.3.9 Primele trei moduri proprii de vibrație ale structurii.

E 6.3.5.4. Calculul modal cu spectre de răspuns

Efectele acțiunii seismice au fost determinate folosind calculul modal cu spectre de răspuns. S-au folosit spectrele de răspuns de proiectare determinate în secțiunea E 6.3.3.2, aplicate pe cele două direcții orizontale ale structurii. Răspunsurile modale au fost combinate cu regula "combinarea pătratică completă", efectele componentelor acțiunii seismice cu regula "radical din suma pătratelor".

Efectele de torsiune accidentală au fost luate în calcul prin aplicarea la fiecare nivel a unui moment de torsiune egal cu produsul dintre forța laterală și excentricitatea accidentală, pentru fiecare direcție orizontală (vezi 4.5.3.3.3 din P100-1). Valoarea excentricității accidentale a fost considerată egală cu 0,05 din dimensiunea planșeului perpendiculară pe direcția considerată a acțiunii seismice (vezi 4.5.2.1 din P100-1).

Efectele de calcul ale acțiunii seismice s-au notat cu A_{Ed} și au inclus factorul de importanță $\gamma_{I,e}$=1,0 (vezi relația 3.1 din P100-1).

E 6.3.5.5. Imperfecțiuni globale

Conform paragrafului 5.3.2(4) din SR EN 1993-1-1, modelarea imperfecțiunilor globale în calculul structural nu este necesară dacă:

$H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed}$

unde H_{Ed} este valoarea de calcul a reacțiunii orizontale la partea inferioară a nivelului, iar V_{Ed} este valoarea totală a încărcării verticale la partea inferioară a nivelului.

Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0{,}15 V_{Ed}$ pentru fiecare din cele două direcții orizontale în situația seismică de proiectare (combinația de încărcări S-SLU-DIS) este sintetizată în Tabelul E 6.3.3.

Tabelul E 6.3.3: Verificarea relației $H_{Ed} \geq 0{,}15V_{Ed}$.

nivel	$H_{Ed,x}$ kN	$H_{Ed,y}$ kN	V_{Ed} kN	$0{,}15V_{Ed}$ kN	$H_{Ed,x} \geq 0{,}15V_{Ed}$	$H_{Ed,y} \geq 0{,}15V_{Ed}$
4	800	801	4418	663	DA	DA
3	1304	1303	8855	1328	NU	NU
2	1637	1636	13313	1997	NU	NU
1	1832	1831	17785	2668	NU	NU

Se observă că nu este îndeplinită condiția $H_{Ed} \geq 0{,}15V_{Ed}$ pe nici una dintre cele două direcții orizontale, ceea ce implică necesitatea modelării imperfecțiunilor globale pentru analiza structurii. Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1 imperfecțiunile globale pot fi modelate printr-un sistem de forțe laterale echivalente H_i.

$\phi_0 = 1/200$

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}}$ dar $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1{,}0 \Rightarrow \alpha_h = 0{,}667$

$\alpha_m = \sqrt{0{,}5\left(1+\frac{1}{m}\right)} = 0{,}791$

$\phi = \phi_0 \alpha_h \alpha_m = 0.002635$

Forțele laterale echivalente H_i de la nivelul *i,* calculate în funcție de încărcările gravitaționale totale P_i de la același nivel și imperfecțiunea globală inițială ϕ rezultă:

nivel	P_i kN	H_i kN
4	4418	11,64
3	4438	11,69
2	4458	11,75
1	4472	11,78

Conform paragrafului 5.3.2 din SR EN 1993-1-1, în cazul modelelor spațiale, imperfecțiunile globale trebuie modelate pe fiecare direcție orizontală, dar în ipoteze independente de încărcare.

Astfel, pentru verificările aferente SLU, rezultă următoarele combinații de încărcări:

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x$ (S-SLU-DIS-Ix)

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_x$ (S-SLU-NDIS-Ix)

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_x$ (S-SLU-DEP-Ix)

$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y$ (S-SLU-DIS-Iy)

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \Omega_T A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-NDIS-Iy)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DEP-Iy)}$$

E 6.3.5.6. Efectele de ordinul doi

Importanța efectelor de ordinul doi este dată de valoarea coeficientului de sensibilitate al deplasării relative de nivel, θ, determinat conform 4.6.2.2(2) din P100-1:

$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h}$$

Calculul coeficienților θ pentru fiecare nivel al structurii și pentru fiecare direcție a imperfecțiunilor este sintetizat în Tabelul E 6.3.4 și Tabelul E 6.3.5. Eforturile s-au determinat din combinațiile de încărcări S-SLU-DIS-Ix și S-SLU-DIS-Iy:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DIS-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DIS-Iy)}$$

iar deplasările din S-SLU-DEP-Ix, respectiv S-SLU-DEP-Iy:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DEP-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + cqA_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DEP-Iy)}$$

Tabelul E 6.3.4: Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția X

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4418	812	801	0,0166	0,0163	0,090	0,090
3	8855	1327	1303	0,0202	0,0198	0,135	0,134
2	13313	1672	1636	0,0177	0,0173	**0,141**	**0,141**
1	17785	1879	1831	0,0132	0,0128	0,125	0,124

Tabelul E 6.3.5: Calculul coeficientului θ în combinațiile de încărcări cu imperfecțiuni pe direcția Y

nivel	P_{tot} kN	$V_{tot,X}$ kN	$V_{tot,Y}$ kN	$D_{r,X}/h$	$D_{r,Y}/h$	θ_X	θ_Y
4	4418	800	813	0,0165	0,0163	0,091	0,089
3	8855	1304	1327	0,0202	0,0198	0,137	0,132
2	13313	1637	1671	0,0177	0,0174	**0,144**	0,138
1	17785	1832	1877	0,0132	0,0128	0,128	0,121

Valoarea maximă a coeficientului de sensibilitate la efectele de ordinul doi:

$\theta = 0{,}144$

Pentru $0{,}1 < \theta \leq 0{,}2$, efectele de ordinul doi trebuie luate în calcul, multiplicând valorile de calcul ale efectelor acțiunii seismice cu factorul:

$$\alpha = \frac{1}{(1-\theta)} = 1{,}168$$

Pentru simplitate, factorul α a fost inclus în combinațiile de încărcări pentru verificarea la SLU:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DIS-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-NDIS-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cq A_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DEP-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DIS-Iy)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha \Omega_T A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-NDIS-Iy)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cq A_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DEP-Iy)}$$

E 6.3.6. Verificarea componentelor structurale la SLU

Conform paragrafului 6.1.3(1) din P100-1, se folosesc următoarele valori ale coeficienților parțiali de siguranță pentru material:

$\gamma_{M0} = 1{,}1$

$\gamma_{M1} = 1{,}1$

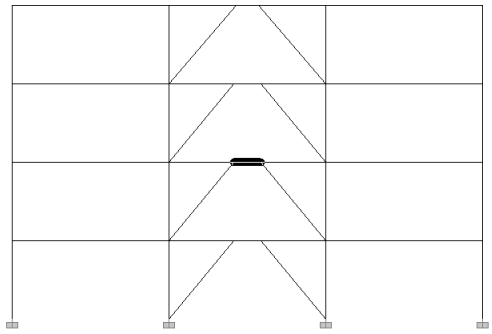
$\gamma_{M2} = 1{,}25$

Conform paragrafului 6.2(5) din P100-1, factorul de suprarezistență de material pentru S355 (din care sunt realizate elementele disipative) este:

$\gamma_{ov} = 1{,}25$

E 6.3.6.1. Verificarea barelor disipative

Verificarea la SLU este exemplificată pentru bara disipativă cea mai solicitată, amplasată în cadrul ax 1 și evidențiată în figura alăturată.



Eforturile maxime au rezultat din combinația de încărcări S-SLU-DIS-Ix:

$V_{Ed} = 537{,}9\ kN$

$M_{Ed} = 335{,}7\ kNm$

$N_{Ed} = 8{,}32\ kN$

Secțiune: HEA340 ($h = 330\ mm$ $b = 300\ mm$ $t_f = 16{,}5\ mm$ $t_w = 9{,}5\ mm$ $h_w = h - 2t_f = 297{,}0\ mm$)

Oțel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

Rezistența plastică la efort axial: $N_{pl,Rd} = 4292{,}3\ kN$

Lungimea barei disipative: $e = 1{,}2\ m$

S-au adoptat bare disipative scurte, cu scopul reducerii deplasărilor relative de nivel la SLS și SLU.

Configurația cadrului contravântuit excentric corespunde unor momente egale la capetele barei disipative (vezi Figura E 6.6a din P100-1).

$N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0{,}001938 \ \leq 0{,}15 \Rightarrow$ rezistențele plastice ale secțiunii barei disipative la încovoiere și forfecare se determină cu relațiile (6.15) și (6.16) din P100-1:

$$M_{pl,link} = \frac{f_y b t_f \left(h - t_f\right)}{\gamma_{M0}} = 500{,}8\ kNm$$

$$V_{pl,link} = \frac{\left(f_y / \sqrt{3}\right) t_w \left(h - t_f\right)}{\gamma_{M0}} = 554{,}9\ kN$$

Tipul barei disipative

Pentru $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0{,}15$, se folosesc relațiile (6.23) – (6.25) din P100-1 pentru clasificarea barelor disipative în funcție de lungime:

$e = 1{,}2\ m \ \leq 1{,}6 M_{pl,link} / V_{pl,link} = 1{,}444\ m \ \Rightarrow$ bara disipativă este scurtă.

Verificarea rezistenței barei disipative

Pentru $N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq 0{,}15$ se folosesc relațiile (6.17) – (6.18) din P100-1 pentru verificarea rezistenței barelor disipative:

$V_{Ed} = 537{,}9\ kN \ \leq V_{pl,link} = 554{,}9\ kN \ \rightarrow$ verifică.

$M_{Ed} = 335{,}7\ kNm \ \leq M_{pl,link} = 500{,}8\ kNm \ \rightarrow$ verifică.

Clasa secțiunii

Secțiunea este de clasă 1 conform Tabelului 5.3 din SR EN 1993-1-1. Secțiunea satisface cerința clasei de secțiune (clasa 1) pentru bare disipative impusă de paragraful 6.8.2(14) din P100-1.

Rigidizările barei disipative

Rigidizările barei disipative se stabilesc conform paragrafelor 6.8.2(10)-(11) din P100-1 și Anexei F.3.

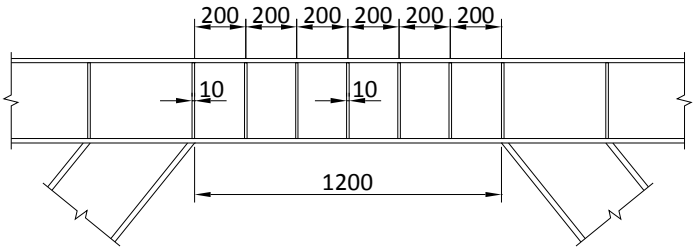


Figura E 6.3.10 Rigidizările barei disipative.

La capetele barei disipative, în dreptul tălpilor contravântuirii, se dispun rigidizări pe toată înălțimea inimii pe ambele feţe ale acesteia. Rigidizările vor avea o lățime însumată de

$b - 2t_w = 281{,}0\ mm$

şi o grosime de

$t_{st} = max\left(0{,}75t_w \quad 10mm\right) = 10\ mm$

Rigidizările intermediare se dispun pe toată înălțimea inimii pe o singură față a acesteia (pentru $h = 330\ mm \leq 600$ mm). Rigidizările intermediare vor avea o lățime însumată de

$b - 2t_w = 281\ mm$

şi o grosime de

$t_{st} = max\left(t_w \quad 10mm\right) = 10\ mm$

Rigidizările intermediare se dispun la distanțe de:

a = 200 mm $\leq \left(30t_w - h_w / 5\right) = 225{,}6\ mm \rightarrow$ verifică.

Legături laterale

Conform paragrafului 6.8.2(13) din P100-1, la capetele barei disipative, atât la talpa superioară cât şi la talpa inferioară, trebuie prevăzute legături laterale, având o rezistență la compresiune mai mare sau egală cu $0{,}06\ f_y\ b\ t_f$.

La talpa superioară aceste legături laterale sunt asigurate de planşeul de beton armat şi conectorii dispuși pe segmentul de grindă din afara barei disipative. Conectorii nu se dispun pe lungimea barei disipative pentru reducerea efectului conlucrării dintre oțel şi beton asupra rezistenței şi ductilității barei disipative.

La talpa inferioară legăturile laterale sunt asigurate de contrafişe (vezi Figura E 6.3.11).

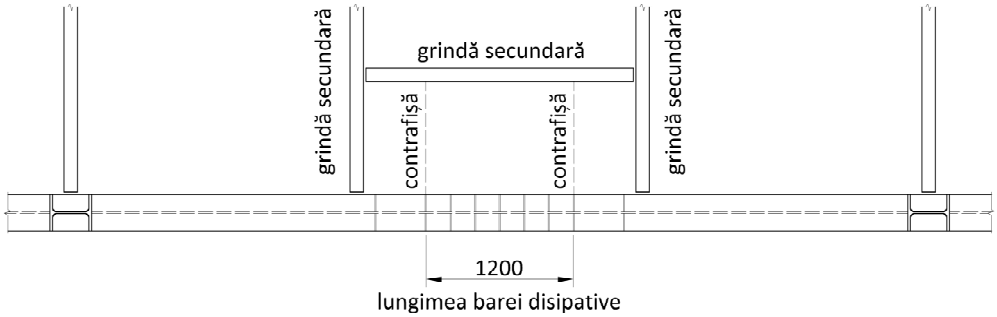


Figura E 6.3.11 Contrafişe pentru asigurarea legăturilor laterale la capătul barei disipative.

E 6.3.6.2. Calculul suprarezistenței sistemului structural

La calculul eforturilor în componentele nedisipative se folosește suprarezistența sistemului structural, determinată cu relația (vezi 6.8.3(1) din P100-1):

$\Omega_T = 1{,}5 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega^V$

unde $\Omega^V = \min(\Omega_i^V)$, iar $\Omega_i^V = V_{pl,link,i} / V_{Ed,i}$.

Pentru S355: $\gamma_{ov} = 1{,}25$.

Calculul valorilor Ω_i^V este sintetizat în Tabelul E 6.3.6 pentru direcția X a structurii și în Tabelul E 6.3.7 pentru direcția Y a structurii. Rezultă, acoperitor, pentru toată structura, un factor de suprarezistență:

$\Omega_T = 2{,}0$

Alternativ, se pot folosi factori de suprarezistență diferențiați pe cele două direcții principale ale structurii.

Conform paragrafului 6.8.3(2) din P100-1, valorile maxime și minime ale Ω_i^V trebuie să difere cu mai puțin de 25%. Pe direcția X această diferență este de 11% ≤ 25%, iar pe direcția Y este de 10% ≤ 25%.

Tabelul E 6.3.6: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția X a structurii

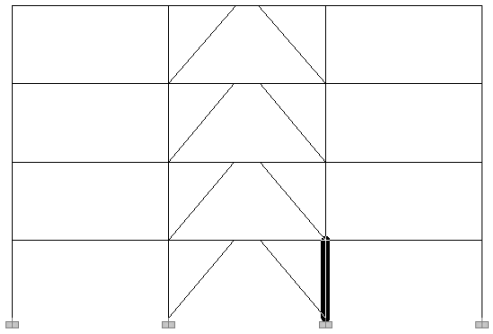
Nivel	Secțiune	$V_{Ed} / V_{pl,link}$	Ω_i^V	$\Omega^V = \min(\Omega_i^V)$	Ω_T
4	HE240A	0,86	1,17	1,03	1,9
3	HE300A	0,91	1,10		
2	HE340A	0,97	1,03		
1	HE340A	0,92	1,09		

Tabelul E 6.3.7: Calculul suprarezistenței sistemului structural Ω_T pe direcția Y a structurii

Nivel	Secțiune	$V_{Ed} / V_{pl,link}$	Ω_i^V	$\Omega^V = \min(\Omega_i^V)$	Ω_T
4	HE240A	0,86	1,16	1,04	2,0
3	HE300A	0,90	1,11		
2	HE340A	0,96	1,04		
1	HE340A	0,90	1,11		

E 6.3.6.3. Verificarea stâlpilor

Verificarea la SLU a stâlpilor este exemplificată pentru elementul cel mai solicitat, amplasat în cadrul ax 1 şi evidenţiat în figura alăturată.



Eforturile de calcul pentru stâlpi se determină conform relaţiilor (6.29) din P100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obţinut direct din combinaţia de încărcări S-SLU-NDIS-Ix şi S-SLU-NDIS-Iy.

Au rezultat următoarele eforturi maxime în combinaţia de încărcări S-SLU-NDIS-Ix:

$M_{y,Ed,1} = 152{,}0\ kNm \quad M_{z,Ed,1} = 44{,}4\ kNm$

$M_{y,Ed,2} = 42{,}23\ kNm \quad M_{z,Ed,2} = 9{,}31\ kNm$

$N_{Ed} = 2939{,}9\ kN$

$V_{z,Ed} = 38{,}74\ kN \quad V_{y,Ed} = 14{,}68\ kN$

Momentele de la capătul inferior s-au notat cu indice 1, iar cele de la capătul superior cu indice 2.

Secţiune: HEB340 ($i_y = 146{,}5\ mm$)

Oţel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

Verificarea la încovoiere şi compresiune

Stâlpii se verifică la efectul combinat al eforturilor axiale şi momentelor încovoietoare conform relaţiilor (6.61) şi (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1, paragraful 6.8.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy}\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT}\frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz}\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \le 1$$

Ţinând cont de faptul că efectele de ordinul doi au fost luate în calcul, iar stâlpul este încastrat la bază, s-a considerat o lungime de flambaj egală cu $kL = 0{,}7 \times 3{,}5m$, atât pentru flambajul prin încovoiere (după ambele axe), cât şi prin încovoiere-răsucire (vezi paragraful 5.2.2(7)b din SR EN 1993-1-1).

Pentru stâlpul în cauză, cea mai defavorabilă relaţie este (6.62), după cum urmează:

$0{,}533 + 0{,}198 + 0{,}140 = 0{,}870 \le 1{,}0 \rightarrow$ verifică.

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1, forța tăietoare din stâlp trebuie să verifice următoarele relații:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0{,}037 \le 1{,}0 \rightarrow \text{verifică.}$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,Rd}} = 0{,}006 \le 1{,}0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

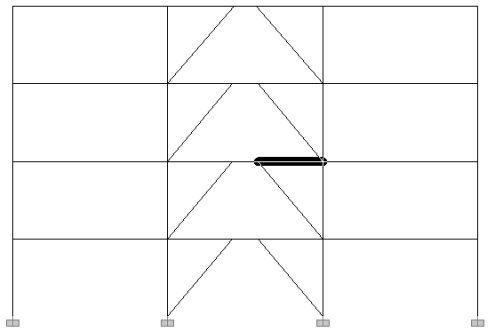
Zvelțea stâlpului

Zvelțea stâlpilor trebuie să verifice următoarea condiție (vezi paragraful 6.8.3(3) din P100-1) în planul contravântuit:

$$\lambda_y = \frac{kL}{i_y} = 16{,}72 \ \le 1{,}3\pi\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 99{,}33 \ \rightarrow \text{verifică.}$$

E 6.3.6.4. Verificarea segmentelor de grindă adiacente barelor disipative

Verificarea la SLU a segmentelor de grindă adiacente barelor disipative este exemplificată pentru grinda de la nivelul 2 din cadrul ax 1, evidențiată în figura alăturată.



Eforturile de calcul se determină conform relațiilor (6.29) din P100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obținut direct din combinația de încărcări S-SLU-NDIS-Ix și S-SLU-NDIS-Iy.

Au rezultat următoarele eforturi maxime în combinația de încărcări S-SLU-NDIS-Ix:

$M_{y,Ed,1} = 337{,}0\ kNm \quad M_{y,Ed,2} = 47{,}0\ kNm$

$N_{Ed} = 199{,}7\ kN$

$V_{z,Ed} = 181{,}5\ kN$

Momentul de la capătul din stângă al segmentului de grindă s-a notat cu indice 1, iar cel de la capătul din dreapta cu indice 2.

Secțiune: HEA340

Oțel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

Verificarea la încovoiere şi compresiune

Grinda se verifică la efectul combinat al efortului axial şi momentului încovoietor conform relaţiilor (6.61) şi (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1, paragraful 6.8.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Ţinând cont de legăturile laterale de la capetele barei disipative, lungimea de flambaj a grinzii pentru flambajul prin încovoiere-răsucire şi flambaj prin încovoiere s-a considerat egală cu lungimea segmentului. S-au neglijat astfel legăturile suplimentare date de grinzile secundare.

Pentru grinda analizată, cea mai defavorabilă relaţie este (6.62), după cum urmează:

$0{,}020 + 0{,}584 = 0{,}604 \leq 1{,}0 \rightarrow$ verifică.

Verificarea la forţă tăietoare

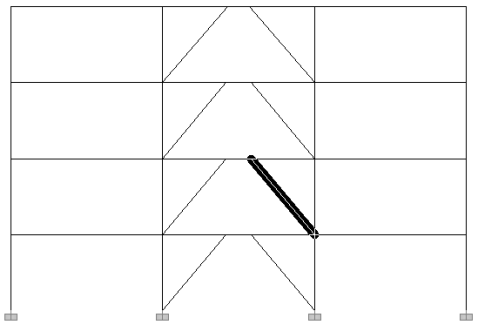
Conform SR EN 1993-1-1, verificarea la forţă tăietoare este:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0{,}219 \leq 1{,}0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ţinând cont de faptul că raportul dintre forţa tăietoare de calcul şi rezistenţa de calcul la forfecare a secţiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacţiunii dintre încovoiere şi forfecare.

E 6.3.6.5. Verificarea contravântuirilor

Verificarea la SLU a contravântuirilor este exemplificată pentru contravântuirea de la nivelul 2 din cadrul ax 1, evidenţiată în figura alăturată.



Eforturile de calcul se determină conform relaţiilor (6.29) din P100-1. În acest exemplu, eforturile respective s-au obţinut direct din combinaţia de încărcări S-SLU-NDIS-Ix şi S-SLU-NDIS-Iy.

Au rezultat următoarele eforturi maxime în combinaţia de încărcări S-SLU-NDIS-Ix:

$M_{y,Ed,1} = 100{,}5\ kNm \quad M_{y,Ed,2} = -316{,}0\ kNm$

$N_{Ed} = 1668{,}6\ kN$

$V_{z,Ed} = 93{,}2\ kN$

Momentul de la capătul inferior al contravântuirii s-a notat cu indice 1, iar cel de la capătul superior cu indice 2.

Secțiune: HEB340

Oțel: S355 ($f_y = 355\ N/mm^2$)

Verificarea la încovoiere și compresiune

Contravântuirea se verifică la efectul combinat al efortului axial și momentului încovoietor conform relațiilor (6.61) și (6.62) din SR EN 1993-1-1, după cum cere P100-1, paragraful 6.8.3(1):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

Lungimea de flambaj pentru flambajul prin încovoiere-răsucire și flambaj prin încovoiere s-a considerat, în mod acoperitor, egală cu lungimea liberă a contravântuirii.

Pentru grinda analizată, cea mai defavorabilă relație este (6.61), după cum urmează:

$0{,}318 + 0{,}540 = 0{,}858 \le 1{,}0 \rightarrow$ verifică.

Verificarea la forță tăietoare

Conform SR EN 1993-1-1, verificarea la forță tăietoare este:

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,Rd}} = 0{,}086 \le 1{,}0 \rightarrow \text{verifică.}$$

Ținând cont de faptul că raportul dintre forța tăietoare de calcul și rezistența de calcul la forfecare a secțiunii este mai mică de 0,5, nu este necesară considerarea interacțiunii dintre încovoiere și forfecare.

E 6.3.6.6. Îmbinările elementelor nedisipative (stâlpi, grinzi și contravântuiri)

Îmbinările elementelor nedisipative se vor dimensiona conform SR EN 1993-1-8 la eforturile de calcul aferente acestor elemente. Practic, eforturile rezultă din combinația de încărcări S-SLU-NDIS-Ix și S-SLU-NDIS-Iy.

E 6.3.7. Verificarea deplasărilor la SLS

Verificarea deplasărilor la SLS se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(2) și secțiunii E.1 din P100-1. Pentru componentele nestructurale din materiale cu capacitate mare de deformare, valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLS} = 0{,}0075h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLS s-au determinat din combinația de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + vqA_{Ed} \qquad \text{(S-SLS)}$$

unde $v := 0{,}5$ și $q = 6{,}000 \ \Rightarrow v \cdot q = 3{,}000$

Deplasările relative de nivel la SLS sunt prezentate în Tabelul E 6.3.8. Situația cea mai defavorabilă se regăsește la nivelul 3 pe direcția X:

$d_r^{SLS} = 0{,}0051h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0{,}0075h \rightarrow$ verifică.

Tabelul E 6.3.8: Deplasările relative de nivel la SLS

Nivel	d_r^{SLS} / h	
	Direcția X	Direcția Y
4	0,0042	0,0041
3	**0,0051**	0,0050
2	0,0045	0,0044
1	0,0033	0,0032

E 6.3.8. Verificarea deplasărilor la SLU

Verificarea deplasărilor la SLU se efectuează conform prevederilor paragrafului 4.5.4(3) şi secțiunii E.2 din P100-1. Valoarea admisă a deplasării relative de nivel este $d_{r,a}^{SLU} = 0{,}025h$. Practic, valorile deplasărilor relative de nivel la SLU s-au determinat din combinațiile de încărcări:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cqA_{Ed} + I_x \qquad \text{(S-SLU-DEP-Ix)}$$

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + \alpha cqA_{Ed} + I_y \qquad \text{(S-SLU-DEP-Iy)}$$

Calculul factorului c pe direcția X a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 1{,}9$

Factorul de comportare: $q = 6$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2: $\alpha = 1{,}168$

$$T_1 = 0{,}663\ s \leq T_C = 1{,}6\ s \Rightarrow c = \Omega_T / q + \left(1 - \Omega_T / q\right)\frac{T_C}{T_1} = 1{,}966 \leq 3$$

$$\alpha \cdot c \cdot q = 13{,}78$$

Calculul factorului c pe direcția Y a structurii:

Suprarezistența sistemului structural: $\Omega_T = 2{,}0$

Factorul de comportare: $q = 6$

Factorul de multiplicare a efectelor acțiunii seismice datorită efectelor de ordinul 2: $\alpha = 1{,}168$

$$T_1 = 0{,}662\ s \leq T_C = 1{,}6\ s \Rightarrow c = \Omega_T / q + \left(1 - \Omega_T / q\right)\frac{T_C}{T_1} = 1{,}945 \leq 3$$

$$\alpha \cdot c \cdot q = 13{,}63$$

Calculul deplasărilor la SLU

Acoperitor, s-a considerat aceeaşi valoare a produsului $\alpha \cdot c \cdot q = 13{,}8$ pentru ambele direcţii orizontale ale structurii.

Valorile deplasărilor relative de nivel la SLU determinate din combinaţiile S-SLU-DEP-Ix şi S-SLU-DEP-Iy sunt prezentate în Tabelul E 6.3.9. Situaţia cea mai defavorabilă se regăseşte la nivelul 3 pe direcţia X:

$d_r^{SLU} = 0{,}024h \leq d_{r,a}^{SLS} = 0{,}025h \rightarrow$ verifică.

Tabelul E 6.3.9: Deplasările relative de nivel la SLU

Nivel		
	Direcţia X	Direcţia Y
4	0,019	0,019
3	**0,024**	0,023
2	0,021	0,020
1	0,015	0,015

E 6.4. Bibliografie

ANSI/AISC 341-10. "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings". American Institute of Steel Construction.

ANSI/AISC 358-10. "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications". American Institute of Steel Construction.

CR 0-2012: "Cod de proiectare. Bazele proiectării construcţiilor".

P100-1: "Cod de proiectare seismică. Partea I: Prevederi de proiectare pentru clădiri".

SR EN 1993-1-1: 2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri".

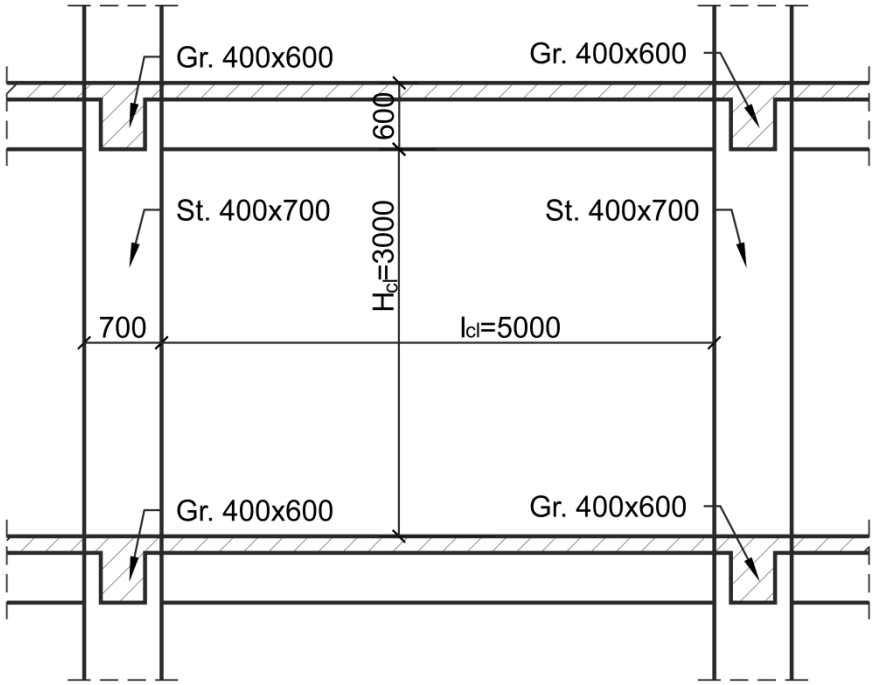
SR EN 1993-1-8: 2006. "Eurocod 3: Proiectarea structurilor de oţel. Partea 1-8: Proiectarea îmbinărilor".

E7. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR COMPOZITE

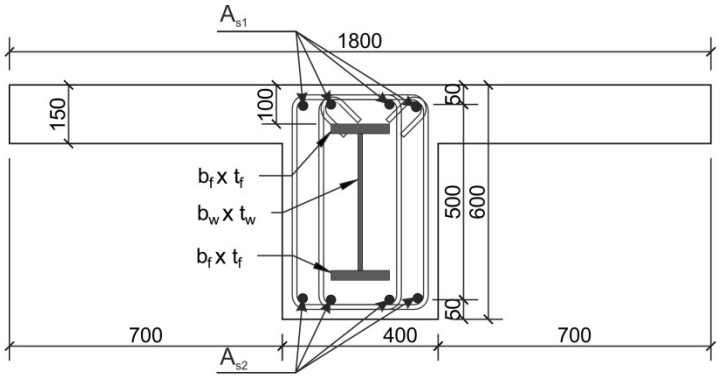
E7.1. Datele exemplului de calcul

În cadrul unei structuri compozite în cadre se consideră stâlpul şi grinzile BAR din exemplu, care se îmbina într-un nod curent.

Structura în cadre are o perioadă de T_1=2.15s. Factorul de comportare considerat în calculul structurii este q_o=5.



Date privind elementele cadrului :

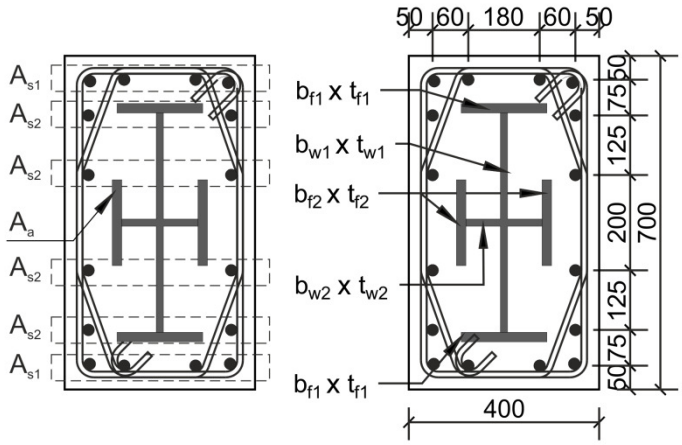


E7.1.1. Grinzi

- secțiunea de beton
  - b_w = 400 *mm*
  - h = 600 *mm*
- lumina între grinzile cadrelor pe cele două direcții este
  - l_{cl} = 5 *m*
  - b_{cl} = 5 *m*
- Încărcarea de lungă durată a grinzii este 60kN/m.
- în zona de moment pozitiv se mobilizează o lățime efectivă de placă b_{eff}, grosimea plăcii este h_f = 0.15m
- armătura rigidă :
  - tălpi, $b_f \cdot t_f$ = 150 · 20 *mm*,
  - inima, $h_w \cdot t_w$ = 360 · 12 *mm*,

- acoperire, c_a = 100*mm*.

- Armătura longitudinală S345:
  - A_{s1}= 4Φ25 sus
  - A_{s2}= 4 Φ20 jos
  - $a_{s1}=a_{s2}=a_s$=50mm
- Etrieri S235 - 2 etr. Φ12/100



E7.1.2. Stâlpi

- secțiunea de beton
  - b_w = 400 *mm*
  - h = 700 *mm*
- înălțimea liberă, H_{cl} = 3.00*m*
- armătura rigidă:
  - tălpi $b_{f1} \cdot t_{f1}$ = 180 · 20 mm; $b_{f2} \cdot t_{f2}$ = 180 · 20 mm
  - inima $h_{w1} \cdot t_{w1}$ = 460 · 15 mm; $h_{w2} \cdot t_{w2}$ = 160 · 15 mm
  - acoperire, c_a = 100 mm
- Armătura longitudinală S345 :
  - A_{s1} - 4Φ25,
  - A_{s2} - 2Φ25
  - a_s = 50 mm
- Etrieri S345 - 2 etr. Φ12/100

E7.1.3. Materiale utilizate:

Beton C30/37	Oțel
$f_{ck} = 30\ MPa \quad f_{cm} = 38\ MPa$ $f_{ck} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{30\ N/mm^2}{1.5} = 20\ N/mm^2$ $f'_{cd} = 0.85 \cdot f_{cd} = 17\ N/mm^2$ $f_{ctk} = 2\ N/mm^2$ $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = 1.33\ N/mm^2$	S345 - Armături longitudinale: $f_{yd,s}$ = 300 *N/mm²* S235 – Armături transversale: f_{ywd} = *0.8·235 N/mm²=188 N/mm²* OL37 – Armătura rigidă $f_{yd,a}$=*220 N/mm²*

E7.2. Calculul grinzii

$$A_{s1} = 4 \cdot 490.9 = 1963.6\, mm^2$$

$$A_{s2} = 4 \cdot 314.28 = 1256\, mm^2$$

$$A_a = 150 \cdot 20 \cdot 2 + 360 \cdot 12 = 10320\, mm^2$$

Lăţimea efectivă de placă:

$$b_{eff} = b_w + 2 \cdot b_{ei}$$

$$b_{ei} = 0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot L_{ei} < 0.2 \cdot L_{ei}$$

Se determină din diagrama de moment lungimea zonei de moment pozitiv L_{ei} = 3.5 m

$$b_{ei} = 0.2 \cdot 5 + 0.1 \cdot 3.5 < 0.2 \cdot 3.5 = 0.7\text{m}$$

$$b_{eff} = 0.4 + 2 \cdot 0.7 = 1.8\text{ m}$$

E7.2.1. Calculul grinzilor la încovoiere

$$M_{Ed}^{+} = 600kNm \qquad M_{Ed}^{-} = 660kNm$$

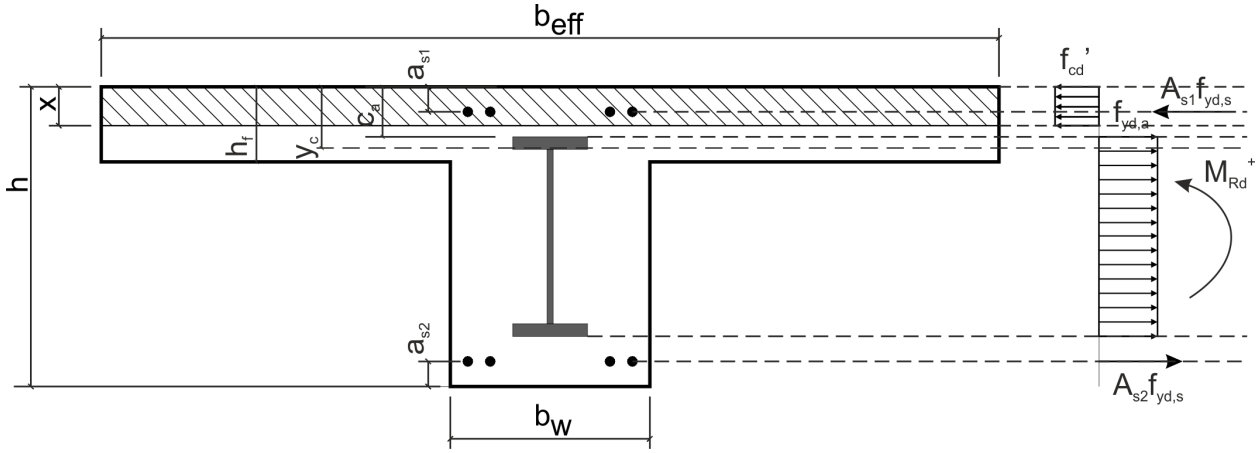
E7.2.1.1. Determinarea momentului capabil pozitiv de proiectare

Se presupune că axa neutră trece prin placa din beton peste talpa superioară a armăturii rigide x<100mm.

$$0 = b_{eff} \cdot x \cdot f_{cd}^{'} + A_{s1} \cdot f_{yd,s} - A_a \cdot f_{yd,a} - A_{s2} \cdot f_{yd,s}$$

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd,a} + A_{s2} \cdot f_{yd,s} - A_{s1} \cdot f_{yd,s}}{b_{eff} \cdot f_{cd}^{'}}$$

$$x = \frac{10320 \cdot 220 + 1256 \cdot 300 - 1963.6 \cdot 300}{1800 \cdot 17} = 67.26\, mm < 100\, mm$$



Momentele pe componente:

Centrul plastic al secțiunii față de fibra superioară

$$y_c = \frac{b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd}^{'} \cdot h_f/2 + A_{s1} \cdot f_{yd,s} \cdot a_{s1} + A_{s2} \cdot f_{yd,s} \cdot (h - a_{s2}) + A_a \cdot f_{yd,a} \cdot \frac{h}{2}}{b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd}^{'} + A_{s1} \cdot f_{yd,s} + A_{s2} \cdot f_{yd,s} + A_a \cdot f_{yd,a}}$$

$$y_c = \frac{1800 \cdot 150 \cdot 17 \cdot 8.5 + 1963.6 \cdot 300 \cdot 50 + 1256 \cdot 300 \cdot 550 + 10320 \cdot 220 \cdot 300}{1800 \cdot 150 \cdot 17 + 1963.6 \cdot 300 + 1256 \cdot 300 + 10320 \cdot 220} = 122.25\ mm$$

$$M_{Rd} = M_{Rd,c} + M_{Rd,a}$$

$$M_{Rd,c} = b_{eff} \cdot x \cdot f_{cd}^{'} \cdot (y_c - x/2) + A_{s2} \cdot f_{yd,s}(h - y_c - a_{s2}) + A_{s1} \cdot f_{yd,s}(y_c - a_{s1})$$

$$M_{Rd,c} = 1800 \cdot 67.26 \cdot 17(122.25 - 67.26/2) + 1256 \cdot 300 \cdot (600 - 122.5 - 50) + 1963.6 \cdot 300 \cdot (122.5 - 50) = 386.04 \cdot 10^6 \text{Nmm}$$

$$M_{Rd,a} = A_a \cdot f_{yd,a}(h/2 - y_c)$$

$$M_{Rd,a} = 10320 \cdot 220(300 - 122.5) = 402.996 \cdot 10^6 \text{Nmm}$$

$$M_{Rd}^{+} = 386 + 403 = 789 kNm$$

$$M_{Ed}^{+} \leq 0.9 \cdot M_{Rd}^{+}$$

$$600\ kNm \leq 710.1\ kNm$$

E7.2.1.2. Determinarea momentului capabil negativ de proiectare

Se presupune că axa neutră trece prin inima armăturii rigide $c_a + t_f = 120\ mm <$ x

$$0 = b_w \cdot x \cdot f'_{cd} + A_{s2} \cdot f_{yd,s} + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_{yd,a} + 2(x - c_a - t_f) \cdot t_w \cdot f_{yd,a} - A_a \cdot f_{yd,a} - A_{s1} \cdot f_{yd,s}$$

$$x = \frac{A_a \cdot f_{yd,a} + A_{s1} \cdot f_{yd,s} - 2b_f \cdot t_f \cdot f_{yd,a} - A_{s2} \cdot f_{yd,s} + 2(c_a + t_f) \cdot t_w \cdot f_{yd,a}}{b_w \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_w \cdot f_{yd,a}}$$

$$x = \frac{10320 \cdot 220 + 1963{,}6 \cdot 300 - 2 \cdot 150 \cdot 20 \cdot 220 - 1256 \cdot 300 + 2 \cdot 120 \cdot 12 \cdot 220}{400 \cdot 17 + 2 \cdot 12 \cdot 220} = 148.7mm$$

$$\frac{x}{d} = \frac{148.7mm}{550mm} = 0.27$$

Pentru a împărţi momentul capabil de proiectare între componente se determină centrul plastic al secţiunii de calcul de pe reazem faţă de fibra inferioară.

$$y_c = \frac{600 \cdot 400 \cdot 17 \cdot 300 + 10320 \cdot 220 \cdot 300 + 1256 \cdot 300 \cdot 50 + 1963.6 \cdot 300 \cdot 550}{600 \cdot 400 \cdot 17 + 10320 \cdot 220 + (1256 + 1963.9) \cdot 300}$$
$$= 307.3mm$$

$$M_{Rd} = M_{Rd,c} + M_{Rd,a}$$

$$M_{Rd,c} = b_w \cdot x \cdot f_{cd}^{'} \cdot (y_c - x/2) + A_{s1} \cdot f_{yd,s}(h - y_c - a_{s1}) + A_{s2} \cdot f_{yd,s}(y_c - a_{s2})$$

$$M_{Rd,c} = 400 \cdot 148.7 \cdot 17(307.3 - 148.7/2) + 1963.6 \cdot 300 \cdot (600 - 307.3 - 50)$$
$$+ 1256 \cdot 300 \cdot (307.3 - 50) = 478.2 \cdot 10^6\ Nmm$$

$$x' = \left(x - c_a - t_f\right) = 148.7 - 100 - 20 = 28.7mm$$

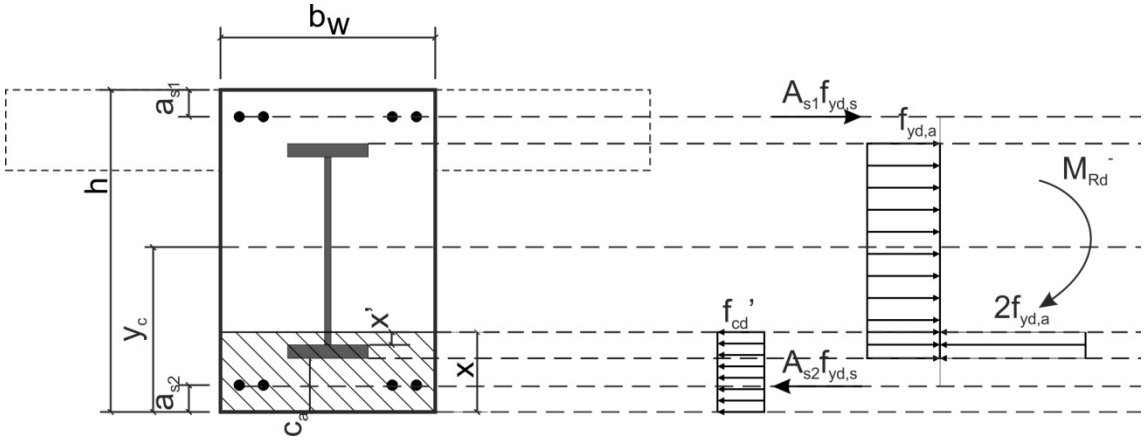
$$M_{Rd,a} = -A_a \cdot f_{yd,a} \cdot \left(y_c - \frac{h}{2}\right) + b_f \cdot t_f \cdot 2 \cdot f_{yd,a}\left(y_c - c_a - \frac{t_f}{2}\right)$$
$$+ (x' \cdot t_w \cdot 2 \cdot f_{yd,a}(y_c - c_a - t_f - x'/2)$$

$$M_{Rd,a} = -10320 \cdot 220(307.3 - 600/2) + 150 \cdot 20 \cdot 2 \cdot 220 \cdot (307.3 - 100$$
$$- 20/2)$$
$$+ 28.7 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 220(307.3 - 120 - 28.7/2) = 270 \cdot 10^6 Nmm$$

$$M_{Rd}^{-} = 478 + 270 = 748\ kNm$$

$$M_{Ed}^{-} \leq 0.9 \cdot M_{Rd}^{-}$$

$$660kNm \leq 673.2kNm$$



E7.2.2. Calculul la forţă tăietoare

$$V_{Ed,max} = \frac{\gamma_{Rd}(M_{Rd}^{+} + M_{Rd}^{-})}{l_{cl}} + \frac{p \cdot l_{cl}}{2}$$

$$V_{Ed,max} = 1.2(789 + 748)/5 + 60 \cdot 5/2 = 518.9kN$$

$$V_{Ed,min} = -\frac{\gamma_{Rd}(M_{Rd}^{+} + M_{Rd}^{-})}{L_0} + \frac{p \cdot L_0}{2}$$

$$V_{Ed,min} = -1.2(789 + 748)/5 + 60 \cdot 5/2 = -218.9kN$$

$$\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max} = -0.42 > -0.5$$

Împărţirea forţei tăietoare de proiectare între componente:

$$V_{Ed,c} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{Rd,c}}{M_{Rd}} = 518.9 \cdot 478.2/748 = 331.6kN$$

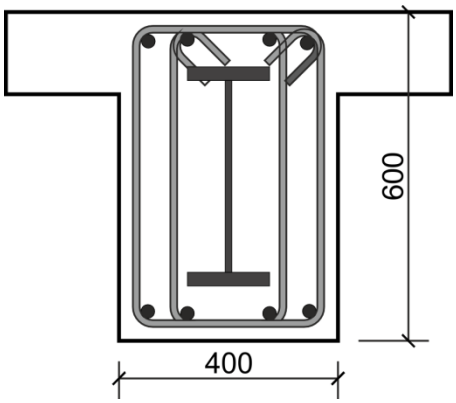
$$V_{Ed,a} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{Rd,a}}{M_{Rd}} = 518.9 \cdot 270/748 = 187.3kN$$

E7.2.2.1. Forţele tăietoare capabile şi verificarea la forţă tăietoare

a. <u>Armătura rigidă</u>

$$V_{Rd,a} = A_{v,a} \cdot \frac{f_{yd,a}}{\sqrt{3}} = t_{w1} \cdot h_{w1} \cdot \frac{f_{yd,a}}{\sqrt{3}} = (12 \cdot 360) \cdot \frac{220}{\sqrt{3}} = 548.72 \cdot 10^3 N$$

$$V_{Ed,a} \leq 0.5 \cdot V_{Rd,a} \qquad 187.3kN \leq 0.5 \cdot 548.72kN = 274.36kN$$



b. <u>Beton armat</u>

$$A_{sw}/s = 452.39/100 = 4.52mm$$

$$z = d - x/2 = 600 - 50 - 148.7/2 = 475.65mm$$

$$V_{Rd,c,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \upsilon \cdot f_{cd}/(ctg\,\theta_1 + tg\,\theta_1) = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \upsilon \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin 2\theta_1}{2}$$

α_{cw} = 1 fără efort axial

$$\upsilon = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 30/250) = 0.528$$

$\theta_1 = 45°$

$$V_{Rd,c,max} = 1 \cdot 400 \cdot 475.65 \cdot 0.528 \cdot 20/2 = 1004.57 \cdot 10^3 N = 1004.57kN$$

$$V_{Ed,c,max} < V_{Rd,c,max}$$

$$331.6\ kN < 1004.57\ kN$$

$$V_{Ed,max} < (2 + \zeta) f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$331.6 \cdot 10^3 N < (2 - 0.42)1.33 \cdot 400 \cdot 475.65 = 399812.4\ N$$

$$V_{Rd,c1} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ydw} \cdot ctg\ \theta$$

$$V_{Rd,c} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ydw} \cdot ctg\ \theta = 4.52 \cdot 475.65 \cdot 188 \cdot 1 = 404188N = 404.188kN$$

Verificare:

$$V_{Ed,c,max} \leq V_{Rd,c}$$

$$331kN < 404.2\ kN$$

E7.2.3. Calcul la lunecare a grinzii

Determinarea lunecării de calcul asociată momentelor capabile de proiectare M_{Rd}^{+} și M_{Rd}^{-} pe deschiderea acesteia

$$V_{Ed,s} = 1.2(b_{eff} \cdot x \cdot f_{cd}^{'} + 2 \cdot A_{s1} \cdot f_{yd,s})$$

$$V_{Ed,s} = 1.2(1800 \cdot 67.26 \cdot 17 + 2 \cdot 1963.6 \cdot 300) = 3883.579 \cdot 10^3 N/mm^2$$

E7.2.3.1. Verificarea lunecării în dreptul tălpii superioare

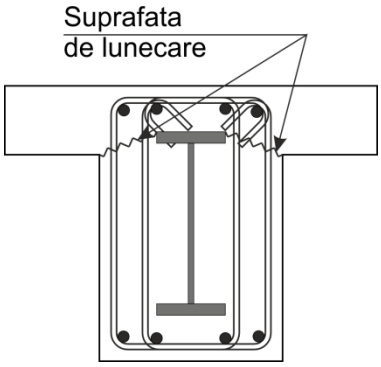
Efortul mediu de lunecare considerând suprafața de lunecare $(b_w\text{-}b_f) \cdot l_{cl}$

$$v_{Ed,s} = V_{Ed,s}/(b_w - b_f) \cdot l_{cl}$$

$$v_{Ed,s} = 3883579/250 \cdot 5000 = 3.1N/mm^2$$

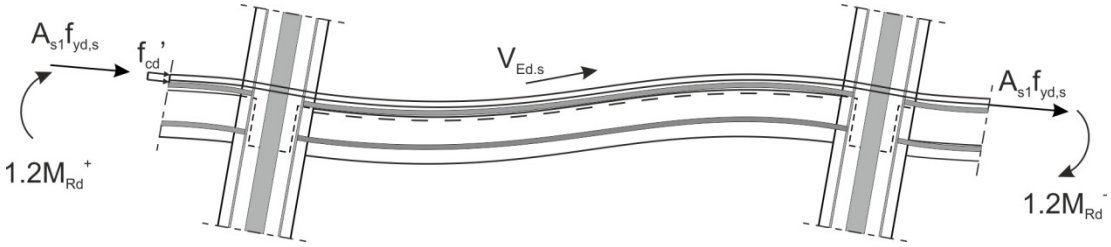
Verificarea betonului

$$v_{Ed,s} < \upsilon \cdot f_{cd}/(ctg\ \theta + tg\ \theta) = \upsilon \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin 2\theta}{2}$$



Considerăm $\theta = 45°$, $\upsilon = 0.6(1- f_{ck}/250) = 0.528$

$$3.1N/mm^2 < 0.528 \cdot 20/2 = 5.28N/mm2$$



Verificarea etrierilor la lunecare

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) l_{cl} \cdot f_{ydw} \cdot ctg\ \theta = 4.52 \cdot 5000 \cdot 188 = 4248.8 \cdot 10^3 N$$

$$V_{Ed,s} < V_{Rd,s} \qquad 3883.6\ kN < 4248.8\ kN$$

E7.2.3.2. Verificarea lunecării plăcii în raport cu grinda

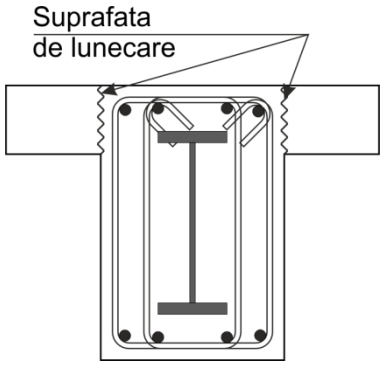
Efortul mediu de lunecare considerând suprafața de lunecare $2h_f \cdot l_{cl}$ este

$$v_{Ed,s} = V_{Ed,s}/2 \cdot h_f \cdot l_{cl}$$

$$v_{Ed,s} = 3883579/2 \cdot 150 \cdot 5000 = 2.59N/mm^2$$

Verificarea betonului

$$v_{Ed,s} < \upsilon \cdot \frac{f_{cd}}{ctg\ \theta + tg\ \theta} = \upsilon \cdot f_{cd} \frac{\sin 2\theta}{2}$$



Considerăm $\theta = 45°$

$$\upsilon = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.528$$

$$2.59N/mm^2 < 0.528 \cdot 20/2 = 5.28N/mm^2$$

Verificarea armăturilor plăcii la lunecare .

Se consideră placa armată cu Φ10/100 sus şi jos S345

Suprafața de lunecare în lungul grinzii de o parte şi de alta a acesteia pe grosimea de placă h_f

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) l_{cl} \cdot f_{ywd} \cdot ctg\ \theta = (4 \cdot 78.5/100) \cdot 5000 \cdot 276 = 4333.2 \cdot 10^3 N$$

$$V_{Ed,s} < V_{Rd,s}$$

$$3883.58kN < 4333.2kN$$

E7.3. Calculul stâlpului

$$A_{s1} = 4 \cdot 490.9 = 1963.6mm^2$$

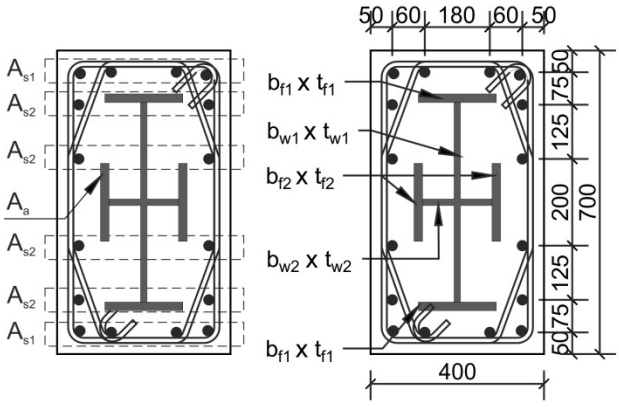
$$A_{s2} = 2 \cdot 490.9 = 981.8\ mm^2$$

$$A_s = 16 \cdot 490.9 = \ 7854.4\ mm^2$$

$$A_a = 180 \cdot 20 \cdot 4 + 460 \cdot 15 + 160 \cdot 15 = 23700\ mm^2$$

$$W_{pl,a} = 2\left(b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot \left(\frac{h_{w1}}{2} + \frac{t_{f1}}{2}\right) + \frac{t_{w1} \cdot h_{w1}^2}{8}\right) + \frac{2 \cdot b_{f2}^2 \cdot t_{f2}}{4} + \frac{t_{w2}^2 \cdot h_{w2}}{4}$$

$$W_{pl,a} = 2(180 \cdot 20(460/2 + 10) + 15 \cdot 460^2/8) + 2 \cdot 20 \cdot 180^2/4 + 160 \cdot 15^2/4$$
$$= 2854500\ mm^3$$



E7.3.1. Forţa axială limită

$$N_{Rd0} = A_c \cdot f'_{cd} + A_a \cdot f_{yd,a} + \sum A_{si} \cdot f_{yd,s}$$
$$= 400 \cdot 700 \cdot 17 + 23700 \cdot 220 + 7854.4 \cdot 300 = 12330.2 \cdot 10^3 N$$

Indicele de contribuţie al armăturii rigide a stâlpului este

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd,a}}{A_c \cdot f'_{cd} + A_a f_{yd,a} + \sum A_{si} \cdot f_{yd,s}} = \frac{5214 \cdot 10^3 N}{12330.32 \cdot 10^3 N} = 0.423$$

$0.2 \leq \delta \leq 0.8$

$N_{lim} = \nu_{lim} \cdot N_{Rdo}$

$\nu_{lim} = (\alpha \cdot \omega_{wd} + 0.0035)/(25 \cdot \varepsilon_{syd} \cdot \mu_\Phi \cdot b_c/b_o)$

în care,

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ este factorul de eficienţă al confinării

$$\alpha_n = (1 - \sum b_i^2/6 \cdot b_o \cdot h_o)$$

$$\alpha_n = (1 - (4 \cdot 75^2 + 4 \cdot 60^2 + 2 \cdot 180^2 + 4 \cdot 125^2 + 2 \cdot 200^2)/6 \cdot 337 \cdot 637$$
$$= 0.835$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right)$$

$$\alpha_s = (1 - 100/(2 \cdot 337))(1 - 100/(2 \cdot 637)) = 0.785$$

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.835 \cdot 0.785 = 0.655$

- b_i - distanţa între bare
- b_o, h_o - dimensiunile miezului din beton între axele etrierilor
- s - distanţa între etrieri
- ω_{wd} - este factorul mecanic de armare volumetrică cu etrieri

$$\omega_{wd} = V_w \cdot f_{ywd} / V_{co} f'_{cd} > 0.08$$

V_w şi V_{co} reprezintă volumul etrierilor şi respectiv volumul miezului din beton.

$$V_w = \sum l_w \cdot A_{sw} = (4 \cdot 251 + 2 \cdot 237 + 2 \cdot 187 + 2 \cdot 337 + 2 \cdot 637)113 = 429400 mm^3$$

$$V_{co} = b_o \cdot h_o \cdot s = 337 \cdot 637 \cdot 100 = 21466900\ mm$$

$$\omega_{wd} = 429400 \cdot 300/21466900 \cdot 17 = 0.353 > 0.08$$

ε_{syd} este deformația specifică de întindere a oţelului la curgere $\varepsilon_{syd} = f_{sdy} / E_s$

$$\varepsilon_{syd} = 300/200000 = 0.0015$$

μ_Φ – indicele de ductilitate de curbură necesar

$$\mu_\Phi = 2q_o - 1 \text{ daca } T_1 > 0.7\ T_C$$

$$\mu_\Phi = 2 \cdot c \cdot q_o - 1 \text{ daca } T_1 < 0.7\ T_C$$

q_o este factorul de comportare

$$\mu_\Phi = 2 \cdot 5 - 1 = 9$$

$$\nu_{lim} = (0.655 \cdot 0.353 + 0.0035)/(25 \cdot 0.0015 \cdot 9 \cdot 400/337) = 0.58$$

$$N_{lim} = \nu_{lim} \cdot N_{Rdo} = 0.58 \cdot 12330.2kN = 7151.5\ kN$$

E7.3.2. Calculul la încovoiere pentru N_{Ed} = 1000 *kN*, M_{Ed} = 1400 *kNm*

Verificările forțelor axiale

$$N_{Ed} < N_{lim}$$

$$1000\ kN < 7151.5\ kN$$

$$\nu = N_{Ed}/N_{Rd0} = 1000/12330.32 = 0.0811$$

E7.3.2.1. Determinarea M_{Rd}

Dacă $N_{Ed} < b_w \cdot h \cdot f'_{cd} / 2$ atunci $x < h / 2$

$1000 \cdot 10^3\ N < 400 \cdot 700 \cdot 17/2 = 2380 \cdot 10^3\ N$

Presupunem că axa neutră trece prin inima şi tălpi şi notăm cu h_x distanţa de la centrul plastic la axa neutră.

Determinarea axei neutre

$$N_{Ed} = b_w(h/2 - h_x)f'_{cd} + (A_{s1} + 2 \cdot A_{s2})f_{yd,s} + b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot f_{yd,a} + t_{w1}(h_{w1}/2 - h_x)f_{yd,a} + 2\left(b_{f2}/2 - h_x\right)t_{f2} \cdot f_{yd,a} - (A_{s1} + 2 \cdot A_{s2})f_{yd,s} - b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot f_{yd,a} - t_{w1}(h_{w1}/2 + h_x)f_{yd,a} - 2\left(b_{f2}/2 + h_x\right)t_{f2} \cdot f_{yd,a} - t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a}$$

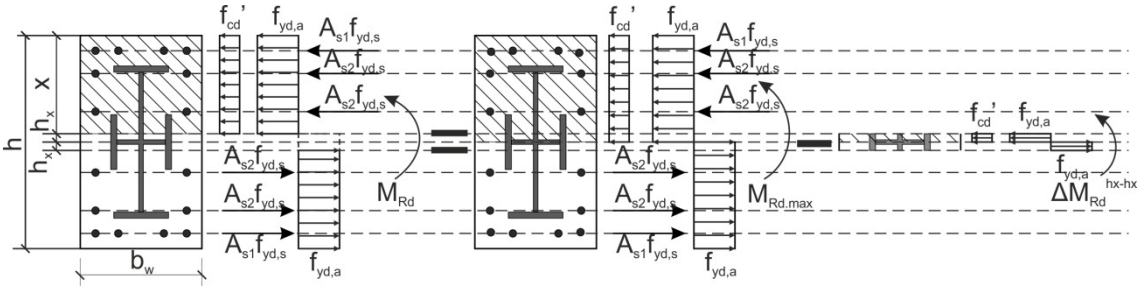
rezultă,

$$b_w \cdot h/2 \cdot f'_{cd} - N_{Ed} = b_w \cdot h_x \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_{w1} \cdot h_x \cdot f_{yd,a} + 4 \cdot t_{f2} \cdot h_x \cdot f_{yd,a} + + t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a}$$

$$h_x = \frac{b_w \cdot h/2 \cdot f'_{cd} - N_{Ed} - t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a}}{b_w \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_{w1} \cdot f_{yd,a} + 4 \cdot t_{f2} \cdot f_{yd,a}} = \frac{400 \cdot 700/2 \cdot 17 - 10^6 - 15 \cdot 160 \cdot 220}{400 \cdot 17 + 2 \cdot 15 \cdot 220 + 4 \cdot 20 \cdot 220} = 27.48\, mm$$

verificare $h_x < b_{f2}$ / 2, 27.48 *mm* < 180/2 = 90 *mm* si $h_x < d_{s2}$ / 2 = 100 *mm*

$$x = h/2 - h_x = 350 - 27.48 = 322.52mm$$



$$M_{Rd} = M_{Rdmax} - \Delta M_{Rd}^{h_x - h_x}$$

$$M_{Rdmax} = b_w \cdot h^2/8 \cdot f'_{cd} + \left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s}\right) + W_{pl,a} \cdot f_{yd,a}$$

$$M_{Rdmax} = 400 \cdot 700^2/8 \cdot 17 + 2(1963.9 \cdot 300 + 981.8 \cdot 225 + 981.8 \cdot 100)300 + 2854500 \cdot 220 = (416.5 + 544.87) \cdot 10^6 + 628 \cdot 10^6 = 1589.36\ \text{kNm}$$

$$\Delta M_{Rd}^{h_x - h_x} = b_w\,(2 \cdot h_x)^2/8\, f'_{cd} + \left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s}\right)^{hx-hx} + W_{pl,a}^{h_x - h_x} \cdot f_{yd,a}$$

$$W_{pl,a}^{h_x - h_x} = t_{w1}\,(2 \cdot h_x)^2/4 + 2 \cdot t_{f2}\,(2 \cdot h_x)^2/4 + h_{w2} \cdot t_{w2}^2/4$$

$$W_{pl,a}^{h_x - h_x} = 15 \cdot 27.48^2 + 2 \cdot 20 \cdot 27.48^2 + 160 \cdot 15^2/4 = 50545\ \text{mm}^3$$

$$\left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s}\right)^{hx-hx} = 0$$

$$\Delta M_{Rd}^{h_x-h_x} = 400 \cdot 27.48^2/2 \cdot 17 + 50545 \cdot 220 = 2.57 \cdot 10^6 + 11.12 \cdot 10^6 = 13.69\text{kN}$$

$$M_{Rd} = M_{Rdmax} - \Delta M_{Rd}^{h_x-h_x} = 1589.36 - 13.69 = 1575.67\ kNm$$

$$M_{Rd,a} = M_{Rdmax,a} - \Delta M_{Rd,a}^{h_x-h_x} = 628 - 11.12 = 616.87\ \text{kNm}$$

$$M_{Rd,c} = M_{Rdmax,c} - \Delta M_{Rd,c}^{h_x-h_x} = 961.37 - 2.57 = 958.8\ \text{kNm}$$

$$M_{Ed} \leq 0.9 \cdot M_{Rd} \qquad 1400\ kNm \leq 0.9 \cdot 1575.67 = 1418.1\ kNm$$

E7.3.2.2. Calculul la forță tăietoare

$V_{Ed} = 933\ kN$

Împărțirea forței tăietoare de proiectare între componente:

$$V_{Ed,c} = V_{Ed} \cdot M_{Rd,c}/M_{Rd} = 933 \cdot 958.8/1575.67 = 567.73\ kN$$

$$V_{Ed,a} = V_{Ed} \cdot M_{Rd,a}/M_{Rd} = 933 \cdot 616.87/1575.67 = 365.27kN$$

Forţele tăietoare capabile şi verificarea la forţa tăietoare

a. **Armătura rigidă**

$$V_{Rd,a} = A_{v,a} \cdot f_{yd,a}/\sqrt{3} = \left(t_{w1} \cdot h_{w1} + 2 \cdot t_{f2} \cdot b_{f2}\right) f_{yd,a}/\sqrt{3} = (15 \cdot 460 + 2 \cdot 20 \cdot 180) \cdot 220/\sqrt{3} = 1790.94 \cdot 10^3 N$$

$$V_{Ed,a} \leq 0.5\, V_{Rd,a} \qquad 365.27kN \leq 0.5 \cdot 1790.94 = 895.47kN$$

b. **Beton armat**

Alegem 2 etrieri Φ12/100 S345

$$A_{sw}/s = 4 \cdot 113.1/100 = 4.52\ mm$$

$$z = d - x/2 = 700 - 50 - 322.52/2 = 488.74mm$$

$$V_{Rd,c,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \upsilon \cdot f_{cd}/(ctg\,\theta + tg\,\theta) = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \upsilon \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin 2\theta}{2}$$

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/(A_c + n \cdot A_a + n \cdot A_s)$$

$$n = E_a/E_{cm} = 200000/33000 = 6.06$$

$$\sigma_{cp} = 10^6/(400 \cdot 700 + 6.06 \cdot 23700 + 6.06 \cdot 7854) = 2.12N/mm^2 < 0.25f_{cd} = 0.25 \cdot 20 = 5N/mm^2$$

$\alpha_{cw} = 1 + 2.12/20 = 1.106$

$\upsilon = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 30/250) = 0.528$

$\theta = 45°$

$V_{Rd,c,max} = 1.106 \cdot 400 \cdot 488.74 \cdot 0.528 \cdot 20/2 = 1141.163 \cdot 10^3 N = 1141.16kN$

$V_{Ed,c,max} < V_{Rd,c,max};\ 567.73kN < 1141.16kN$

$V_{Rd,c} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ydw} \cdot ctg\ \theta = 4.52 \cdot 488.74 \cdot 276 \cdot 1 = 610.24 \cdot 10^3$ N

$V_{Rd,c} = 610.24\ kN$

Verificare:

$V_{Ed,c} \leq V_{Rd,c}$; $567.73\ kN \leq 610.24\ kN$

E7.3.3. Calculul la încovoiere pentru N_{Ed} = 6500 *kN*, M_{Ed} = 1000 *kNm*

Verificarea forței axiale

$N_{Ed} < N_{lim}$

6500 kN < 7151.5 kN

$\nu = N_{Ed}/N_{Rd0} = 6500/12330.32 = 0.527$

E7.3.3.1. Determinarea M_{Rd}

$N_{Ed} > b_w \cdot h \cdot f'_{cd} / 2$ atunci $x > h / 2$

Presupunem că axa neutră taie inima şi trece de tălpile verticale

Notăm h_x distanţa din centrul secţiunii la axa neutră

$$N_{Ed} = b_w(h/2 + h_x)f'_{cd} + (A_{s1} + 3 \cdot A_{s2})f_{yd,s} + b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot f_{yd,a} + t_{w1}(h_{w1}/2 + h_x)f_{yd,a} + 2 \cdot b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot f_{yd,a} + t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a} - (A_{s1} + A_{s2})f_{yd,s} - b_{f1} \cdot t_{f1} \cdot f_{yd,a} - t_{w1}(h_{w1}/2 - h_x)f_{yd,a}$$

$$N_{Ed} - b_w \cdot h/2 \cdot f'cd - t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a} - 2 \cdot b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot f_{yd,a} - 2 \cdot A_{s2} \cdot f_{yd,s} = b_w \cdot h_x \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_{w1} \cdot h_x \cdot f_{yd,a}$$

$$h_x = \frac{N_{Ed} - b_w \cdot h/2 \cdot f'_{cd} - t_{w2} \cdot h_{w2} \cdot f_{yd,a} - 2 \cdot b_{f2} \cdot t_{f2} \cdot f_{yd,a} - 2 \cdot A_{s2} \cdot f_{yd,s}}{b_w \cdot f'_{cd} + 2 \cdot t_{w1} \cdot f_{yd,a}}$$

$$h_x = \frac{6500 \cdot 10^3 - 400 \cdot 700/2 \cdot 17 - 15 \cdot 160 \cdot 220 - 2 \cdot 180 \cdot 20 \cdot 220 - 2 \cdot 981.7 \cdot 300}{400 \cdot 17 + 2 \cdot 15 \cdot 220}$$
$$= 105.9mm$$

$h_x < h_{w1}/2$; $105.9mm < 460/2 = 230mm$

$h_x > d_{s2}/2 = 100$ $h_x > b_{f2}/2 = 90mm$

$x = h/2 + h_x = 455.9mm$

$M_{Rd} = M_{Rdmax} - \Delta M_{Rd}^{h_x - h_x}$

$M_{Rdmax} = b_w \cdot h^2/8 \cdot f'_{cd} + \left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s}\right) + W_{pl,a} \cdot f_{yd,a}$

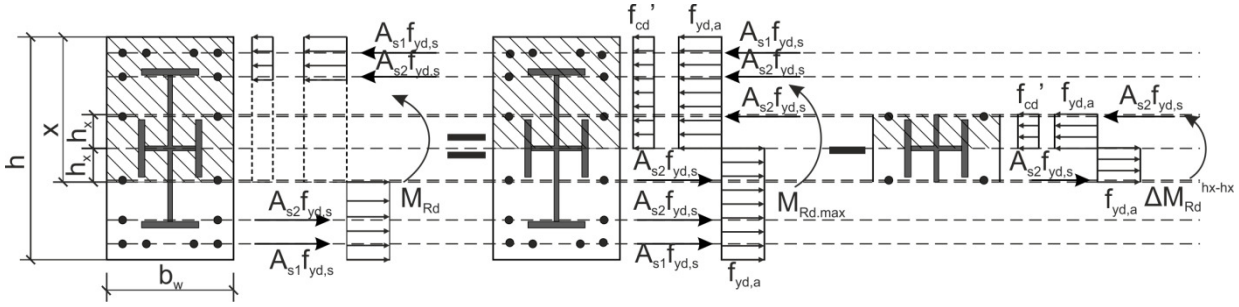
$M_{Rdmax} = 961.37 + 628 = 1589.36\, kNm$

$\Delta M_{Rd}^{h_x - h_x} = b_w \cdot (2 \cdot h_x)^2/8 \cdot f'_{cd} + \left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s}\right)^{h_x - h_x} + W_{pl,a}^{h_x - h_x} \cdot f_{yd,a}$

$W_{a,pl}^{h_x - h_x} = t_{w1}\,(2 \cdot h_x)^2/4 + 2 \cdot t_{f2}\left(b_{f2}\right)^2/4 + h_{w2} \cdot t_{w2}^2/4$

$W_{a,pl}^{h_x - h_x} = 15 \cdot 105.9^2 + 2 \cdot 20 \cdot 180^2/4 + 160 \cdot 15^2/4 = 501196.4\ \text{mm}^3$

$\left(\sum A_{si} \cdot d_{si} \cdot f_{yd,s}\right)^{h_x - h_x} = 2 \cdot A_{s2} \cdot f_{yd,s} \cdot d_{s2} = 4 \cdot 490.9 \cdot 300 \cdot 100 = 58.905 \cdot 10^6 Nmm$



$M_{Rd} = M_{Rdmax} - \Delta M_{Rd}^{h_x - h_x} = 1589.36 - 207.29 = 1382.07$ kNm

$M_{Rda} = M_{Rdmax,a} - \Delta M_{Rd,a}^{h_x - h_x} = 628.00 - 110.26 = 517.73$ kNm

$M_{Rdc} = M_{Rdmax,c} - \Delta M_{Rd,c}^{h_x - h_x} = 961.36 - 97.03 = 864.34$kNm

$M_{Ed} \le 0.9 \cdot M_{Rd}$ $1000\, kNm \le 0.9 \cdot 1382.07 = 1243.86\, kNm$

E7.3.3.2. Calculul la forță tăietoare

$V_{Ed} = 650\ kN$

Împărţirea forţei tăietoare de proiectare între componente:

$$V_{Ed,c} = V_{Ed} \cdot M_{Rd,c}/M_{Rd} = 650 \cdot 864.34/1382.07 = 406.51\text{kN}$$

$$V_{Ed,a} = V_{Ed} \cdot M_{Rd,a}/M_{Rd} = 650 \cdot 517.73/1382.07 = 243.49\ \text{kN}$$

Forțele tăietoare capabile şi verificarea la forța tăietoare

a. Armătura rigidă

$$V_{Rd,a} = A_{v,a} \cdot f_{yd,a}/\sqrt{3} = \left(t_{w1} \cdot h_{w1} + 2 \cdot t_{f2} \cdot b_{f2}\right) f_{yd,a}/\sqrt{3}$$
$$= (15 \cdot 460 + 2 \cdot 20 \cdot 180) \cdot 220/\sqrt{3} = 1790.94 \cdot 10^3 N$$

$$V_{Ed,a} \leq 0.5\, V_{Rd,a} \qquad 243.49kN \leq 0.5 \cdot 1790.94 = 895.47kN$$

b. Beton armat

Alegem 2 etrieri Φ12/100 - S345

$A_{sw}/s = 4 \cdot 113.1/100 = 4.52mm$

$z = d - x/2 = 700 - 50 - 455.9/2 = 422.05\text{mm}$

$$V_{Rd,c,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \upsilon \cdot f_{cd}/(ctg\,\theta + tg\,\theta) = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \upsilon \cdot f_{cd} \cdot \frac{\sin 2\theta}{2}$$

$$\alpha_{cw} = 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/(A_c + n \cdot A_a + n \cdot A_s)$$

$$n = E_a/E_{cm} = 200000\ /33000 = 6.06$$

$$\sigma_{cp} = 6.5 \cdot 10^6/(400 \cdot 700 + 6.06 \cdot 23700 + 6.06 \cdot 7854) = 13.79\text{N/mm}^2$$
$$> 0.5 \cdot \mathrm{f_{cd}} = 0.5 \cdot 20 = 10\text{N/mm}^2$$

$\alpha_{cw} = 2.5(1 - 13.79/20) = 0.770$

$\upsilon = 0.6(1 - f_{ck}/250) = 0.6(1 - 30/250) = 0.528$

$\theta = 45°$

$V_{Rd,c,max} = 0.770 \cdot 400 \cdot 422.05 \cdot 0.528 \cdot 20/2 = 686.354 \cdot 10^3 N = 686.35kN$

$V_{Ed,c,max} < V_{Rd,c,max}$

$406.51kN < 686.4kN$

$V_{Rd,c} = A_{sw}/s \cdot z \cdot f_{ydw} \cdot ctg\,\theta = 4.52 \cdot 455.89 \cdot 276 \cdot 1 = 568731\text{N}$

$V_{Rd,c} = 568.7\ kN$

Verificare:

$V_{Ed,c} \leq V_{Rd,c};\ 406.51\ kN \leq 568.7\ kN$

E7.4. Calculul nodului de cadru

E7.4.1. Calculul forțelor din nod:

$V_{j,Ed} = V_{j,Ed,c} + V_{j,Ed,a}$

$V_{j,Ed,c} = \gamma_{Rd}(M_{b1,Rd,c} + M_{b2,Rd,c})/h_{b,s} - V_{c1,Ed,c} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd,s} - V_{c1,Ed,c}$

$V_{j,Ed,a} = \gamma_{Rd}(M_{b1,Rd,a} + M_{b2,Rd,a})/h_{bf,a} - V_{c1,Ed,a}$

În care :
$M_{b1,Rd,c}$, $M_{b2,Rd,c}$, $M_{b1,Rd,a}$, $M_{b2,Rd,a}$ sunt momentele de proiectare capabile ale celor 2 grinzi : dreapta moment negativ şi stânga moment pozitiv pentru cele două componente: beton armat şi armătura rigidă

Valorile acestor momente sunt :

$M_{b1,Rd,c} = 386\ kNm$ $M_{b2,Rd,c} = 478\ kNm$

$M_{b1,Rd,a} = 403\ kNm$ $M_{b2,Rd,a} = 270\ kNm$

$d_{b,s}$, $d_{bf,a}$ distanţa între armături şi distanţa între centrele tălpilor armăturii rigide a grinzilor

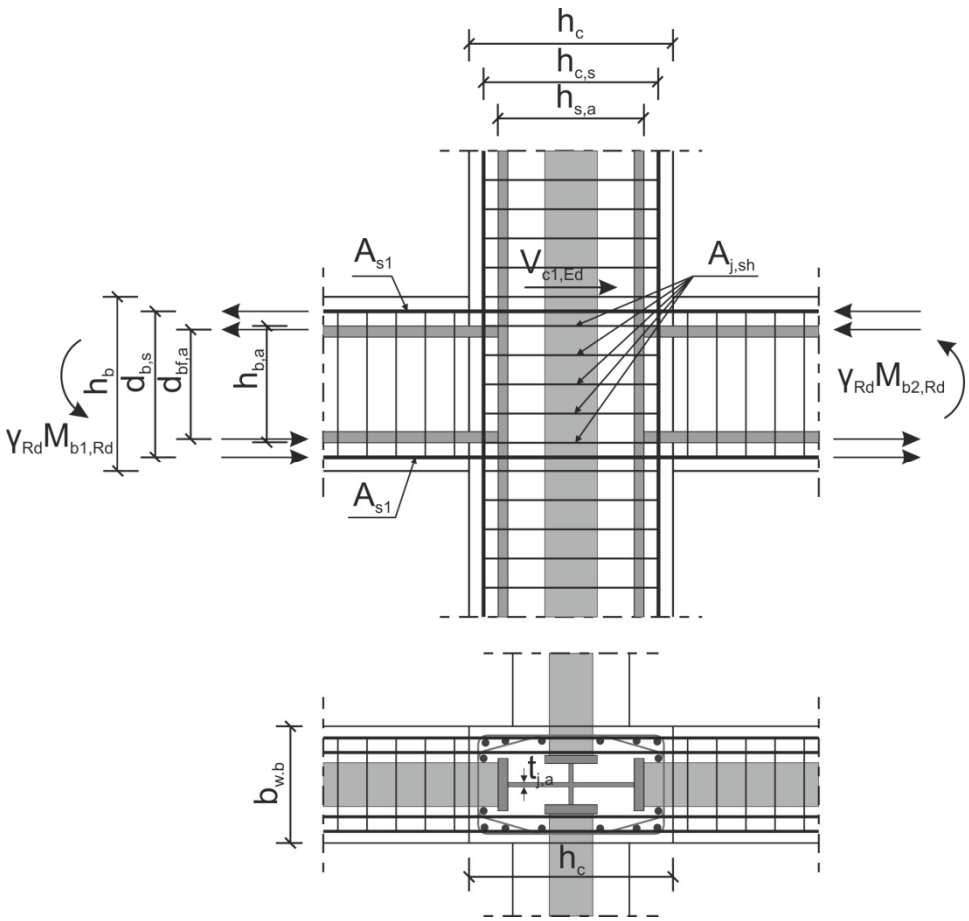
$d_{b,s} = 500\ mm$ $h_{bf,a} = 380\ mm$

$V_{c1,Ed,c}$, $V_{c1,Ed,a}$ forțele tăietoare de proiectare ale stâlpului în secțiunea de deasupra nodului pentru cele două componente.

Valorile acestor forţe tăietoare sunt:

$V_{c1,Ed,c} = 567.7\ kN$

$V_{c1,Ed,a} = 365.3\ kN$



E7.4.2. Verificarea nodului

$V_{j,Ed,c} = 1.2(1963.6 + 1256) \cdot 300 - 567700 = 591.356 \cdot 10^3 N = 591.4kN$

$V_{j,Ed,a} = 1.2(403 + 270)/0.380 - 365.3 = 1760kN$

E7.4.2.1. Verificarea betonului din nod

$V_{j,Rd,c} = 0.12 \cdot b_j \cdot h_j \cdot f_{cm}$

$V_{j,Rd,c} = 0.12 \cdot 400 \cdot 600 \cdot 38 =$1094400N

$V_{j,Ed,c} < V_{j,Rd,c}$

$591.4\ kN < 1094.4kN$

Verificarea armăturii orizontale totale din nod $A_{j,sh}$ 2 etrieri Φ12/100 – S345

$A_{j,sh} \cdot f_{ydw} > 0.8(A_{s1} + A_{s2}) f_{yd,s}(1 - 0.8 \cdot \nu_d)$

$A_{j,sh} = 113 \cdot 4 \cdot 600/100 = 2712\ mm^2$

$2712 \cdot 276 > 0.8(1963.6 + 1256) \cdot 300(1 - 0.8 \cdot 0.0811)$

$748.512\ kN > 722.570\ kN$

E7.4.2.2. Verificarea armăturii rigide din nod

$$V_{j,Rd,a} = 0.6 \cdot f_{yd,a} \cdot A_{j,v,a} \left(1 + \frac{3 \cdot b_{f1} \cdot t_{f1}^2}{h_{s,a} \cdot h_{b,a} \cdot t_{j,a}}\right)$$

$h_{s,a}$, $h_{b,a}$, $t_{j,a}$ sunt înălţimea armăturii rigide a stâlpului, a grinzii şi grosimea panoului de nod.

$A_{j,v,a} = \left(t_{w1} \cdot h_{w1} + 2 \cdot t_{f2} \cdot b_{f2}\right) = 15 \cdot 460 + 2 \cdot 20 \cdot 180 = 14100\ mm$

$V_{j,Rd,a} = 0.6 \cdot 220 \cdot 14100(1 + 3 \cdot 180 \cdot 20^2/(500 \cdot 400 \cdot 15)) = 2028.708 \cdot 10^3 N$

$V_{j,Ed,a} < V_{j,Rd,a}$

$1760\ kN < 2028.71\ kN$

E.8. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCŢIILOR DE ZIDĂRIE

E.8.1. Clădire de locuit cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente ceramice

E.8.1.1. Descriere generală

- Înălţime P+2E
- Pereţi exteriori t = 37.5 cm (axaţi 25 cm/exterior şi 12.5 cm/interior)
- Pereţi interiori t = 25 cm (axaţi)
- Dimensiunile clădirii în plan 16.70 × 10.70 m
- Aria clădirii în plan (pe nivel) A_{pl} = 16.70 × 10.70 = 178.7 m^2
- Sistem structural *fagure*
- Înălţimea etajului h_{et} = 2.80 m H_{tot}= 3 × 2.80 = 8.40 m
- Amplasament:
  - Zona seismică a_g = 0.10 g

    Sistemul structural *Zidărie nearmată* (ZNA) este acceptat conform tabelului 8.8 din Cod

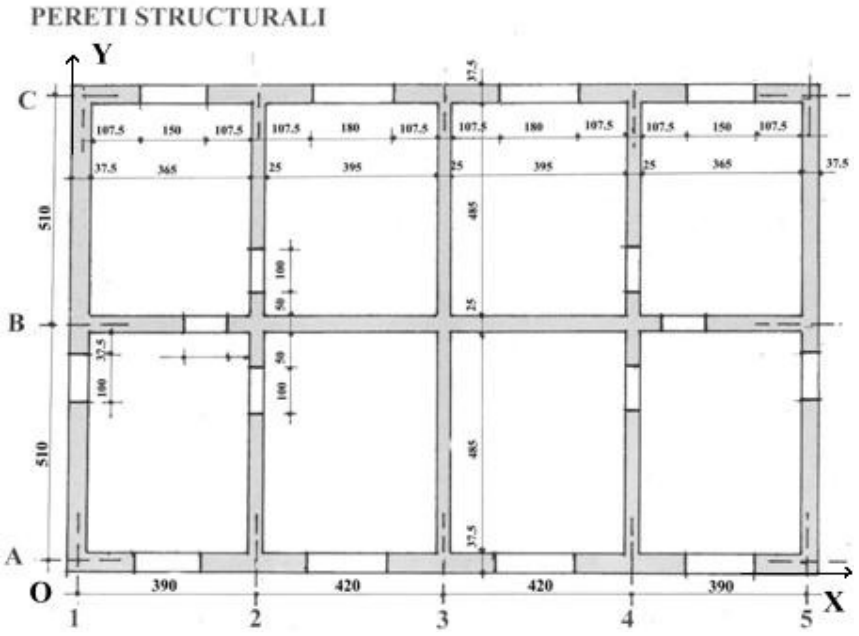


Figura E 8.1.1

E 8.1.2. Calculul greutăţii proprii

E 8.1.2.1 Calculul greutăţii etajului

- Aria planşeelor $A_{pl} = 4 \times 4.85 \times (3.65 + 3.95) = 147.44\ m^2$
- Aria zidăriei în plan $A_{zid} = 178.7 - 147.44 = 31.26\ m^2$

E 8.1.2.2. Calculul ariei zidăriei în elevaţie (pe înălţimea unui nivel)

- Zidărie cu grosimea t = 37.5 cm
  - Ax A şi ax C → $2 \times (16.70 \times 2.80 - 2 \times 1.50 \times 1.50 - 2 \times 1.50 \times 1.80) = 73.72\ m^2$
  - Ax 1 şi ax 5 → $2 \times [(10.70 - 1.00) \times 2.80 - 1.0 \times 2.10) = 50.12\ m^2$

  Total $= 123.84 m^2$
- Zidărie cu grosimea t = 25 cm
  - Ax B → $(16.70 \times 2.80 - 2 \times 1.00 \times 2.10 = 42.56\ m^2$
  - Ax 2 şi ax 4 → $2 \times [(10.7 - 1.00) \times 2.80 - 2 \times 1.00 \times 2.10] = 45.92\ m^2$
  - Ax 3 → $(10.70 - 1.00) \times 2.80 = 27.16\ m^2$

  Total $= 115.64\ m^2$

E 8.1.2.3. Calculul greutăţii zidăriei pe nivel

- Elemente pline din argilă arsă
- Greutatea pe 1 m^2 perete tencuit
  - Perete t = 37.5 cm → $g_{zid} = 0.375 \times 1800 + 80.0 = 755\ kg/m^2$
  - Perete t = 25.0 cm → $g_{zid} = 0.25 \times 1800 + 80.0 = 530\ kg/m^2$

Tabelul E 8.1.1

Grosime t = 37.5 cm			Grosime t = 25 cm			Total greutate	
A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	ΣG_{zid}	$\Sigma G_{zid}/A_{etaj}$
m^2	t/m^2	tone	m^2	t/m^2	tone	tone	$tone/m^2$
123.84	0.755	93.5	115.64	0.530	61.3	154.8	0.866

E 8.1.2.4. Calculul greutăţii planşeului

- Greutatea planşeului în gruparea seismică (pe 1.0 m^2)
  - placa de beton armat 13 cm grosime 325 daN/m^2
  - tencuiala la intrados 40 daN/m^2
  - pardoseala (inclusiv şapa) 120 $daN.m^2$
  - pereţi despărţitori uşori 120 daN/m^2
  - încărcare utilă (locuinţă) 0.3 x 150 daN/m^2 45 daN/m^2

  650 daN/m^2
- Greutatea planşeului

  147.44 x 650 = 95300 daN → 95.3 tone

E 8.1.2.5. Greutatea totală a nivelului

Cu valorile de mai sus greutatea clădirii pentru calculul în situaţia de proiectare seismică este dată în Tabelul E 8.1.2 (valori rotunjite).

Tabelul E 8.1.2

ΣG_{zid}	G_{pl}	$G_{tot,et}$	$G_{tot,et}/A_{etaj}$
tone	tone	tone	tone/m^2
154.8	95.3	250.0	1.400

E 8.1.2.6. Calculul maselor de etaj supuse acţiunii seismice

Întreaga masă a etajului (zidărie + planşeu) este considerată concentrată la nivelul planşeului .

- Masa etajului $M_i = \dfrac{G_{tot,et}}{g}$
- Masa totală a clădirii $M = \dfrac{n_{niv} G_{tot,et}}{g}$

Pentru construcţia proiectată cu n_{niv} = **3**, greutatea totală supusă acţiunii seismice are valoarea

$G_{tot} = 250.0 \times 3 = 750.0$ tone.

E 8.1.3. Calculul forţei seismice statice echivalente

- Ordonata maximă a spectrului elastic $\beta_0 = 2.50$
- Factorul de reducere pentru $n_{niv} > 2$ $\lambda = 0.85$
- Factorul de reducere pentru fracţiunea de 8% din amortizarea critică $\eta = 0.88$
- Factorul de importanţă $\gamma_{Ie} = 1.0$
- Factorul de suprarezistenţă $\alpha_u/\alpha_1 = 1.10$ (pentru lege $\varepsilon_u >> \varepsilon_1$ comunicată de producător)
- Factorul de comportare $q = 1.75 \times 1.10 = 1.925$ (tabelul 8.10 din Cod)
- Coeficientul seismic global

$$c = \gamma_{Ie} \frac{\beta_0 \times \lambda \times \eta}{q} \times \frac{a_g}{g} = 1.0 \times \frac{2.50 \times 0.85 \times 0.88}{1.925} \times 0.10 = 0.097$$

- Forţa tăietoare de bază

  $F_b = c \times G_{tot} = 0.097 \times 750 = 72.8$ tone

E 8.1.4. Stabilirea modelelor plane pentru calcul seismic

E 8.1.4.1. Verificarea condiţiilor de regularitate geometrică şi structurală în plan şi în elevaţie

Clădirea are simetrie geometrică şi structurală în plan în raport cu ambele axe principale şi îndeplineşte condiţiile de regularitate şi în elevaţie. Poate fi utilizat calculul cu forţe seismice statice echivalente folosind două modele plane; clădirea se încadrează în tipul 1 din tabelul 5.1 din Codul CR6.

Cele două modele plane sunt arătate în Figura E 8.1.2.

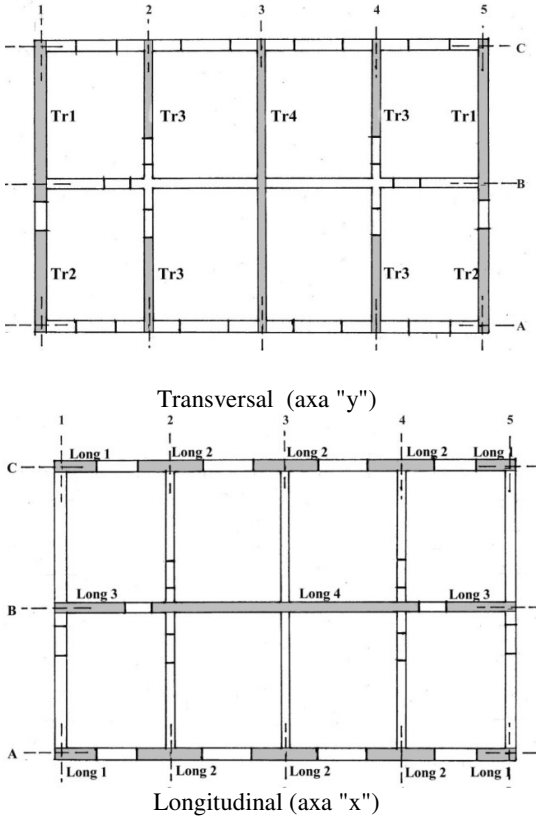


Figura E 8.1.2. Modele plane pentru calculul structurii

E 8.1.4.2. Verificarea densităţii pereţilor structurali

<u>Transversal</u>

- Ax 1 şi ax 5 $\rightarrow 2 \times (10.70 - 1.00) \times 0.375 = 7.275\ m^2$
- Ax 2 şi ax 4 $\rightarrow 2 \times (10.70 - 2 \times 1.00) \times 0.25 = 4.350\ m^2$
- Ax 3 $\rightarrow 10.70 \times 0.25 = 2.675\ m^2$

  Total $A_{zid} = 14.30\ m^2 \rightarrow p = 8.00\%$

<u>Longitudinal</u>

- Ax A şi ax C $\rightarrow 2 \times (16.70 - 2 \times 1.50 - 2 \times 1.80) \times 0.375 = 7.575\ m^2$
- Ax B $\rightarrow (16.70 - 2 \times 1.00) \times 0.25 = 3.675\ m^2$

Total $A_{zid} = 11.25\ m^2 \rightarrow p = 6.30\ \%$

Condiţia din tabelul 8.8 din Cod este satisfăcută.

E 8.1.4.3. Verificarea raportului între ariilor golurilor şi ariile plinurilor de zidărie

Se verifică pentru fiecare perete raportul ρ între lungimea golurilor şi lungime plinurilor de zidărie conform tabelului 8.11 din Cod

Transversal

- Ax 1şi ax 5 $l_{gol} = 1.00$ m $l_{plin} = 9.70$ m $\rightarrow \rho = 0.10 < 1.50$
- Ax 2 şi ax 4 $l_{gol} = 2.00$ m $l_{plin} = 8.70$ m $\rightarrow \rho = 0.23 < 0.55$

Longitudinal

- Ax A şi ax C $l_{gol} = 6.60$ m $l_{plin} = 10.1$m $\rightarrow \rho = 0.65 < 1.00$
- Ax B $l_{gol} = 2.00$ m $l_{plin} = 14.7$m $\rightarrow \rho = 0.14 < 0.55$

Condiţiile din Codul P100-1/2012, tab. 8.11 sunt satisfăcute.

E 8.1.5. Distribuție forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.1.5.1. Metoda consolelor legate la ultimul nivel

Metoda consolelor legate la ultimul nivel distribuie forţa tăietoare de bază între pereţii structurali folosind criteriul egalităţii deplasărilor laterale totale (din translaţie şi din răsucirea de ansamblu) ale tuturor pereţilor, la vârful construcţiei.
Metoda este simplă şi poate fi aplicată manual dar, în anumite configuraţii structurale, rezultatele sale au un grad relativ ridicat de aproximare în raport cu alte metode mai exacte (aşa cum se va vedea în exemplul nr.2)

E 8.1.5.1.1. Rigiditatea relativă de nivel a pereţilor structurali şi factorii de distribuţie

Deoarece toţi pereţii structurali sunt executaţi din acelaşi material s-a folosit, pentru simplificare, expresia rigidităţii geometrice (în formule s-au omis valorile modulelor de elasticitate E_z şi G_z .
În ipoteza consolelor independente rigiditatea relativă de nivel a pereţilor structurali s-a calculat cu formula

$$R_i = \frac{t}{\lambda(3+4\lambda^2)} \qquad \text{(E 8.1.1)}$$

considerând fiecare element ca o consolă cu înălţimea $H_{tot} = 3 \times 2.80 = 8.40$ m.

Factorii de distribuţie s-au calculat, pentru ambele direcţii, cu relaţia

$$\rho_{V,i} = \frac{R_i}{\sum R_i} \qquad \text{(E 8.1.2)}$$

Forţele tăietoare aferente fiecărui perete s-au calculat apoi cu relaţiile

$F_{1T} = \rho_{V,iT} \times F_b$ şi $F_{1L} = \rho_{V,iL} \times F_b$

Pereţi transversali

Tabelul E 8.1.3a

Elem	l_w (m)	t (m)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	Aria (m^2)	R_{iT} (m)	n_{elem}	$n_e R_{iT}$ (m)	$\rho_{V,iT}$	F_{iT} (to)
T1	5.850	0.375	1.436	2.194	0.0232	2	0.0464	0.1668	12.14
T2	3.850	0.375	2.182	1.444	0.0078	2	0.0156	0.0561	4.08
T3	3.725	0.250	2.255	0.931	0.0047	4	0.0188	0.0338	2.46
T4	10.700	0.250	0.785	2.675	0.0583	1	0.0583	0.4191	30.51

$R_T = \Sigma\, n_e R_{iT} = 0.1391$ m

Pereţi longitudinali

Tabelul E 8.1.3b

Elem	l_w (m)	t (m)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	Aria (m^2)	R_{iL} (m)	n_{elem}	$n_e R_{iL}$ (m)	$\rho_{V,iL}$	F_{iL} (to)
L1	1.450	0.375	5.793	0.544	0.0005	4	0.0020	0.0076	0.55
L2	2.400	0.375	3.500	0.900	0.0021	6	0.0126	0.0321	2.34
L3	2.525	0.250	3.327	0.631	0.0016	2	0.0032	0.0244	1.78
L4	9.650	0.250	0.870	2.413	0.0477	1	0.0477	0.7282	53.0

$R_L = \Sigma\, n_e R_{iL} = 0.0655$ m

E 8.1.5.1.2. Calculul poziţiei centrului de rigiditate

Deoarece structura este simetrică în plan faţă de ambele axe principale, centrul de greutate se află în centrul geometric al planşeului.

Faţă de sistemul de axe din Figura E 8.1.1. coordonatele centrului de rigiditate sunt

- $x_R = 8.35\ m$
- $y_R = 5.35\ m$

E 8.1.5.1.3. Calculul momentului de inerţie de torsiune

Momentul de inerţie de torsiune s-a calculat cu relaţia

$$J = \sum[R_{iT}(x_{CR} - x_i)^2 + R_{iL}(y_{CR} - y_i)^2] \qquad \text{(E 8.1.3)}$$

Calculul este dezvoltat în Tabelul E 8.1.4.

Tabelul E 8.1.4

	$\lvert x_{CR}-x_i\rvert$	$\lvert x_{CR}-x_i\rvert^2$	n_e	R_{iT}	$\lvert x_{CR}-x_i\rvert^2 \times n_e \times R_{it}$		$\lvert y_{CR}-y_i\rvert$	$\lvert v_{CR}-y_i\rvert^2$	n_e	R_{iL}	$\lvert y_{CR}-y_i\rvert^2 \times n_e \times R_{it}$
T1	8.1625	66.626	2	0.0232	3.0914	L1	5.1625	26.651	4	0.0005	0.0533
T2	8.1625	66.626	2	0.0078	1.0394	L2	5.1625	26.651	6	0.0021	0.3358
T3	4.20	17.640	4	0.0047	0.3316	L3	0.00	0.00	2	0.0016	0.00
T4	0.00	0.00	0.00	0.0583	0.00	L4	0.00	0.00	1	0.0477	0.00
Σ					**4.4624**	**Σ**					**0.3891**

$J = 4.4624 + 0.3891 = 4.8515\ m^3$

E 8.1.5.1.4. Repartizarea forţei tăietoare de bază între pereţii structurali

E 8.1.5.1.4.1. Calculul excentricităţii structurale şi al excentricităţii accidentale

Aceste excentricităţi determină momentul de răsucire de ansamblu a structurii şi în consecinţă valorile componentelor respective ale deplasărilor laterale

- **Excentricitatea structurală**

  Deoarece centrul de rigiditate coincide cu centrul de greutate al planşeului excentricitatea structurală este nulă pentru ambele direcţii
  $e_{0x} = e_{0y} = 0.00$ m

- **Excentricitatea accidentală** (torsiunea acidentală)

  S-a calculat cu relaţia (4.1) din Cod

  $e_{0x} = \pm 0.05 \times 16.70 = \pm 0.835$ m
  $e_{0y} = \pm 0.05 \times 10.70 = \pm 0.535$ m

- **Excentricitatea totală**

  Este egală cu excentricitatea accidentală

- **Momentele de torsiune de ansamblu**

  Pentru acţiunea seismică paralelă cu axa "y"

  $M_{tx} = \pm 0.835\ F_b$

  Pentru acţiunea seismică paralelă cu axa "x"

  $M_{ty} = \pm 0.535\ F_b$

Valorile excentricităţilor şi momentelor de răsucire sunt date în Tabelul E 8.1.5

Tabelul E 8.1.5.

F_b	e_a	M_t
(tone)	(m)	(tm)
72.8	± 0.835	± 60.8
	± 0.535	± 38.9

E 8.1.5.1.4.2. Repartizarea forţei tăietoare

Valorile componentelor din mişcarea de translaţie (F_{iT}) sunt proporţionale cu factorii ρ.
Valorile componentelor din torsiunea de ansamblul se calculează cu relaţia

$$\Delta F_{iT} = (x_{CR} - x_i) \times R_i(T) \times \xi \qquad \text{(E 8.1.4.a)}$$

unde

$$\xi = \frac{M_t}{KJ_R} \qquad \text{(E 8.1.4.b)}$$

Transversal

$$\xi = \frac{M_t}{KJ_R} = \frac{60.8}{4.8515} = 12.53 t/m^2$$

Tabelul E 8.1.6a

Elem	n_e	ρ	F_{iT}	R_{iT}	$\|x_{CR}-x_i\|$	$R_{iT}\|x_{CR}-x_i\|$	ΔF_{it}	F_{iT}(tot)	Spor
			tone	m	m	m^2	tone	tone	torsiune
T1	2	0.1588	12.14	0.0232	8.1625	0.1894	2.37	14.51	+12%
T2	2	0.0501	4.08	0.0078	8.1625	0.0637	0.80	4.88	+12%
T3	4	0.0300	2.46	0.0047	4.200	0.0197	0.25	2.71	+10%
T4	1	0.4621	30.51	0.0583	0.00	0.00	0.00	30.51	---

Observaţie : Deşi lungimea tronsonului este mică şi nu există excentricitate structurală, contribuţia momentului de răsucire produs de excentricitatea accidentală la sporirea valorii totale a forţei tăietoare de proiectare este relativ importantă pentru unii pereţi (+12%) .

Longitudinal

Nu există excentricitate structurală, momentul de răsucire este mic, iar pereţii L1 şi L2 sunt la distanţe mici faţă de centrul de rigiditate. Se poate neglija efectul momentului de răsucire pentru acţiunea seismică paralelă cu axa "x" (pentru pereţii longitudinali). Valoarea totală a forţei tăietoare de proiectare este cea care rezultă din aplicarea coeficienţilor ρ (egalitatea deplasărilor de translaţie).

Tabelul E 8.1.6a

Elem	n_e	$\rho_{Vi,L}$	F_{iL}
			tone
L1	4	0.0076	0.55
L2	6	0.0321	2.34
L3	2	0.0244	1.78
L4	1	0.7282	53.0

Momentul de răsturnare la bază ($M_{E,b}$) se calculează cu relaţia

$$M_{E,b} = \sum_1^3 F_i z_i \qquad \text{(E 8.1.5)}$$

unde forţele seismice de nivel F_i care acţionează la planşeul de la cota z_i se calculează cu relaţia (4.5) din Cod.
Înlocuind valorile F_i în funcţie de F_b şi z_i în funcţie de H_{tot} rezultă formula

$$M_{E,b} = \frac{7}{9} F_b \times H_{tot} = 6.53 F_b \qquad \text{(E 8.1.6)}$$

în care înălţimea totală a clădirii este $H_{tot} = 3 \times 2.80 = 8.40$ m

A rezultat valoarea $M_{Eb} = 6.53 \times 72.8 = 475.6$ tm

E 8.1.6. Încărcări verticale pe pereţii structurali

E 8.1.6.1. Încărcări din planşeu (greutatea proprie şi încărcarea de exploatare):

Se calculează ca forţe uniform distribuite pe perete corespunzătoare ariilor aferente de planşeu.

I. S-au determinat reacţiunile planşeelor pe fiecare linie de pereţi (p_1 şi p_2) cu relaţiile

$$p_1 = \frac{q_{tot} l_1}{4} \qquad p_2 = p_1\left(2 - \frac{l_1}{l_2}\right) \qquad \text{(E 8.1.6)}$$

unde s-au notat l_1 şi l_2 latura scurtă şi respectiv latura lungă a plăcii respective.

II. Pentru fiecare zonă de pereţi (**E1÷E5** din figura E 8.1.3) s-a calculat forţa axială dată de planşeu prin înmulţirea reacţiunii pe unitatea de lungime (p_1/p_2) cu lungimea zonei aferente (care include câte 1/2 din lăţimea fiecărui gol adiacent plinului de zidărie).

Tabelul E 8.1.7

Ax	Perete	q_{pl} (tone/m)	Ax	Perete	q_{pl} (tone)
Ax 1&5	1A-1B	0.74	Ax A	A1-A2 A4-A5	0.59
	1B-1C	0.74		A2-A3 A3-A4	0.64
Ax2&$	2A-2B	1.50	Ax B	B1-B2 B4-B5	1.19
	2B-2C	1.50		B2-B3 B3-B4	128
Ax3	3A-3B	1.52	Ax C	Idem ax A	
	3B-3C	1.52			

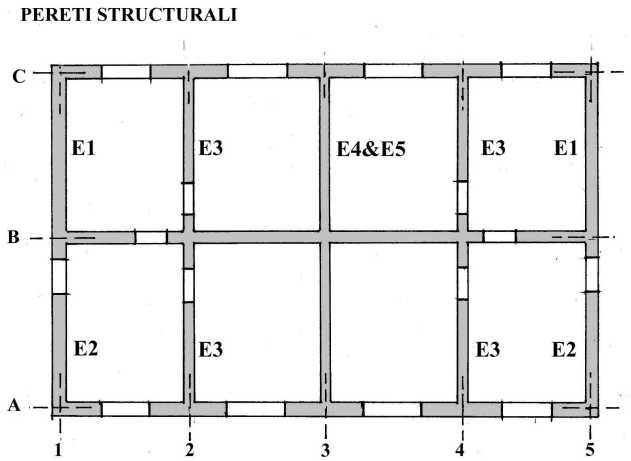


Figura E 8.1.3 Grupuri de pereţi care conlucrează

E 8.1.6.2. Încărcări totale şi eforturi unitare de compresiune pe grupuri de pereţi

Tabelul E 8.1.8

Grup	A_{zid}	$G_{zidărie}$	$G_{planşee}$	G_{total}	G_{parter}	σ_0 Parter
	m^2	tone	tone	tone	tone	N/mm^2
E1	3.13	19.01	8.60	27.61	82.8	0.265
E2	1.85	11.45	4.10	15.55	46.7	0.252
E3	1.74	11.68	7.40	19.08	57.2	0.329
E4&E5	7.14	44.56	41.6	86.16	258.5	0.362

E 8.1.7. Calculul momentelor încovoietoare capabile ale pereților

E 8.1.7.1. Momente capabile pentru pereţi din zidărie nearmată - M_{Rd} (ZNA)

Momentele capabile ale pereților structurali din zidărie nearmată (**ZNA**) s-au calculat cu relaţiile:

- $x_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{0.85 f_d t} = 1.175 \frac{\sigma_d}{f_d} l_w = 1.175 s_d l_w$ (6.19a) din CR 6
- $M_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{2}(l_w - x_{Rd}) = \frac{N_{Ed} l_w}{2}(1.0 - 1.175 s_d)$ (6.20a) din CR 6

Materialele au fost alese pentru a satisface cerinţele <u>minime</u> din tabelul 8.2 din Cod

- rezistenţa la compresiune a zidăriei trebuie să fie cel puţin f_k = 2.5 N/mm^2 (tabelul 8.2);
- din tabelul 4.2a din Codul CR6 rezultă că se pot alege elemente cu f_b = 5.0 N/mm^2 şi mortar M7.5 (pentru care f_k = 2.50 N/mm^2): pentru mortarul M7.5 avem f_{vk0}= 0.250 N/mm^2 astfel încât este satisfăcută şi cerinţa din tabelul 8.4 din Cod;
- rezistenţa de proiectare, cu coeficientul de siguranţă pentru situaţia de proiectare seismică γ_M = 1.90 este f_d = 1.32 N/mm^2

Calculul forţei axiale (N_{Ed}) pe secţiunea activă a peretelui:

- $N_{Ed} = \sigma_{0E} A$ (E 8.1.7)

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul E 8.1.8 pentru grupul de pereţi căruia îi aparţine.

În Tabelele E 8.1.9a si E 8.1.9b s-au calculat şi valorile forţei tăietoare asociată cedării prin compresiune excentrică (V_{Edu}) folosind relaţia

$$V_{Edu} = \frac{M_{Rd}}{M_E} V_E = 0.153 M_{Rd} \quad \text{(E 8.1.8)}$$

unde s-a luat V_E/M_E = 1.0/6.53 = 0.153 m^{-1} (din relaţia E 8.1.5)

Transversal

Tabelul E 8.1.9a

Perete	t	l_w	A	σ_{0E}	s_d	N_{Ed}	$x_{Rd} \equiv l_c$	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m2	N/mm^2	---	tone	m	m^{-1}	tm	tone
T1	0.375	5.850	2.194	0.265	0.201	58.1	1.382	0.153	129.8	19.9
T2	0.375	3.850	1.444	0.252	0.191	36.4	0.864		54.3	8.3
T3	0.250	3.725	0.745	0.329	0.249	24.5	1.090		32.3	4.9
T4	0.250	10.700	2.675	0.362	0.274	96.8	3.445		351.1	53.7

Longitudinal

Tabelul E 8.1.9b

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m2	N/mm^2	---	tone	m	m^{-1}	tm	tone
Long1	0.375	1.450	0.544	0.265	0.201	14.4	0.342	0.153	8.0	1.2
Long2	0.375	2.400	0.900	0.252	0.191	22.7	0.539		21.1	3.2
Long3	0.250	2.525	0.631	0.329	0.249	20.8	0.739		18.6	2.8
Long4	0.250	9.650	2.412	0.362	0.274	87.3	3.107		285.6	43.7

E 8.1.8. Calculul rezistențelor de proiectare la forță tăietoare ale pereților structurali

E 8.1.8.1. Mecanismul de cedare prin lunecare în rost orizontal

Calculul rezistenţei la lunecare în rost orizontal s-a făcut cu relaţia

- $V_{Rd,l} = \frac{1}{\gamma_M} f_{vk0} t l_{ad} + 0.4 N_{Ed} \equiv f_{vd0} t l_{ad} + 0.4 N_{Ed}$ (6.29b) din CR6

  unde lungimea pe care aderenţa este activă (zona nefisurată la solicitarea seismică succesivă în ambele sensuri) s-a determinat cu formula

  $l_{ad} = (2.35 s_d - 1) l_w$ (6.31a) din CR 6

  unde $l_{ad} \geq 0.0$ pentru $\sigma_d \geq 0.425 f_d = 0.425 \times 1.32 = 0.561 N/mm^2$

Pentru valorile $l_{ad} \leq 0$ ($\sigma_d \geq 0.561 N/mm^2$) rezistenţa la lunecare în rost orizontal este asigurată numai prin frecare (cu coeficient de frecare "de proiectare" $\mu = 0.4$) şi s-a calculat cu relaţia

$V_{Rd,l}(\mu) = 0.4\ N_{Ed}$

Valoarea f_{vk0} s-au luat pentru mortar (G) - *de reţetă*, M7.5 → f_{vk0} = 0.25 N/mm^2 (tabelul 4.5 din CR 6) prin urmare valoarea de proiectare este f_{vd0} = 0.25 /1.9 = 0.132 N/mm^2

Transversal

Tabelul E 8.1.10a

Elem.	Număr elem.	N_{Ed}	t	l_w	s_d	l_{ad}	$V_{Rd,l}$ (μ)	V_{ad}	$V_{Rd,l}$ (ZNA)
		tone	m	m	---	m	tone	tone	tone
T1	2	58.1	0.375	5.850	0.201	0.00	23.2	0.00	23.2
T2	2	36.4	0.375	3.850	0.191	0.00	14.6	0.00	14.6
T3	4	24.5	0.250	3.725	0.249	0.00	9.8	0.00	9.8
T4	1	96.8	0.250	10.700	0.274	0.00	38.7	0.00	38.7

Total 153.5tone

Longitudinal

Tabelul E 8.1.10b

Elem.	Număr elem.	N_{Ed}	t	l_w	s_d	l_{ad}	$V_{Rd,l}$ (μ)	V_{ad}	$V_{Rd,l}$ (ZNA)
		tone	m	m	---	m	tone	tone	tone
L1	4	10.9	0.375	1.450	0.201	0.00	4.4	0.00	4.4
L2	6	17.2	0.375	2.400	0.191	0.00	6.9	0.00	6.9
L3	2	15.7	0.250	2.525	0.249	0.00	6.3	0.00	6.3
L4	1	66.1	0.250	9.650	0.274	0.00	26.4	0.00	26.4

Total 98.0 tone

E 8.1.8.1.2. Mecanismul de cedare pe secţiune înclinată

Rezistenţa caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie din argilă arsă s-a luat conform relaţiei

$$f_{bt} = 0.035 f_b = 0.035 \times 5.0 = 0.175\ N/mm^2 \qquad \text{(E 8.1.9)}$$

Rezistenţa unitară caracteristică de cedare pe secţiuni înclinate s-a calculat cu relaţia.

$$f_{vk,i} = 0.22 f_{bt} \sqrt{1 + 5\frac{\sigma_d}{f_{bt}}} = 0.04\sqrt{1 + 28.6\sigma_d} \qquad \text{(E 8.1.10)}$$

Rezistenţa de proiectare la cedare pe secţiune înclinată s-a calculat cu relaţia

$$V_{Rd,i} = \frac{A_w}{b} \times \frac{f_{vk,i}}{\gamma_M} = \frac{A_w}{b} \times f_{vd,i} \qquad \text{(E 8.1.11)}$$

Valorile $V_{Rd,i}$ sunt date în Tabelele E 8.1.11a si E 8.1.1.11b.

Transversal

Tabelul E 8.1.11b

Elem	Număr elem.	$l_{w=}$ (cm)	t (cm)	b	σ_d (N/mm^2)	$f_{vd,i}$ (N/mm^2)	Aria (m^2)	$V_{Rd,i}$ tone
T1	2	5.850	0.375	1.43	0.265	0.0617	2.194	9.5
T2	2	3.850	0.375	1.50	0.252	0.0603	1.444	5.8
T3	4	3.725	0.250	1.50	0.329	0.0679	0.745	3.4
T4	1	10.700	0.250	1.00	0.362	0.0709	2.675	19.0

Total 63.2 tone

Longitudinal

Tabelul E 8.1.11b

Elem	Număr elem.	$l_{w=}$ (cm)	t (cm)	b	σ_d (N/mm^2)	$f_{vd,i}$ (N/mm^2)	Aria (m^2)	$V_{Rd,i}$ tone
L1	4	1.450	0.375	1.5	0.265	0.0617	0.544	2.2
L2	6	2.400	0.375	1.5	0.252	0.0603	0.900	4.0
L3	2	2.525	0.250	1.5	0.329	0.0679	0.631	2.9
L4	1	9.650	0.250	1.0	0.362	0.0709	2.412	17.1

Total 55.7 tone

E 8.1.9. Verificarea siguranţei structurii

E 8.1.9.1. Siguranţa la compresiune + încovoiere

Condiţia de siguranţă la compresiune + încovoiere, conform CR6 pentru toate elementele este

$$M_{Rd} \geq M_{Eb} \qquad \text{(E 8.1.12)}$$

Comparaţia valorilor respective este dată în Tabelul E 8.1.12.

Tabelul E 8.1.12

Elem.		M_{Rd} (tm)	V_{Eb} (to)	M_{Eb} (tm)	Elem.		M_{Rd} (tm)	V_{Eb} (to)	M_{Eb} (tm)
T1	2	129.8	14.51	94.8	**L1**	4	8.0	0.55	3.6
T2	2	54.3	4.88	31.9	**L2**	6	21.1	2.34	15.3
T3	4	32.3	2.71	17.7	**L3**	2	18.6	1.78	11.6
T4	1	351.1	30.51	199.2	**L4**	1	285.6	53.0	346.1
Σ		848.6		523.4			481.4		475.5

Concluzie:

Condiţia de siguranţa este satisfăcută pentru ansmblul clădirii pe ambele direcţii: $\Sigma M_{Rd} > \Sigma M_{Eb}$. *Pentru peretele L4 avem* $M_{Rd} = 0.825\ M_{Eb}$ *şi diferenţa poate fi, prin urmare, compensată prin redistribuire.*

E 8.1.9.2. Siguranţa la forţă tăietoare

Condiţia de siguranţă la forţă tăietoare este

$$V_{Rd} \geq 1.25 V_{Edu} \qquad (8.3) \text{ din P100-1}$$

unde V_{Edu} este calculat conform art. 4.4 din acest exemplu

Comparaţia valorilor respective este dată în Tabelul E.8.1.13.

Tabelul E.8.1.13

Elem.	Nr. elem	$V_{Rd,l}$ (tm)	$V_{Rd,i}$ (tm)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)	Elem.	Nr. elem	$V_{Rd,l}$ (tm)	$V_{Rd,i}$ (tm)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)
T1	2	23.2	9.5	19.9	**24.9**	**L1**	4	4.4	2.2	1.2	**1.5**
T2	2	14.6	5.8	8.3	**10.4**	**L2**	6	6.9	4.0	3.2	**4.0**
T3	4	9.8	3.4	4.9	**6.1**	**L3**	2	6.3	2.9	2.8	**3.5**
T4	1	38.7	19.0	53.7	**67.1**	**L4**	1	26.4	17.1	43.7	**54.6**
		153.5	63.2	129.7	**162.1**			98.0	55.7	73.3	**91.6**

Concluzie:

- *rezistenţa la forţă tăietoare pentru ambele mecanisme de cedare <u>nu este asigurată</u> pentru ansamblul structurii în cazul solicitării seismice pe direcţie transversală*
- *rezistenţa la forţă tăietoare corespunzătoare mecanismului de cedare pe secţiune înclinată <u>este insuficientă</u> în cazul solicitării pe direcţia longitudinală*

E 8.1.10 Posibilitate de corectare

Având în vedere că structura alcătuită cu materialele (elemente şi mortar) care satisfac numai cerinţa de rezistenţă unitară la compresiune - f_k- (tabelul 8.2) şi rezistenţa unitară la lunecare - f_{vk0} - (tabelul 8.4) nu satisface cerinţa de rezistenţă pe secţiuni înclinate trebuie să se modifice rezistenţa la compresiune a elementelor pentru zidărie de care depinde direct rezistenţa caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie f_{bt}.

Această modificare are următoarele implicaţii:

I. Se modifică valorile momentelor M_{Rd} şi prin urmare valorile forţei tăietoare V_{Edu}.

Pentru f_b = 10.0 N/mm^2 şi M7.5 din tabelul 4.2a rezultă f_k = 4.05 N/mm^2 şi f_d=2.13 N/mm^2
Ca urmare Tabelele E.8.1.9a şi E.8.1.9b devin E.8.1.14a şi E.8.1.14b.

Transversal

Tabelul E.8.1.14a

Perete	t	l_w	A	σ_{0E}	s_d	N_{Ed}	$x_{Rd} \equiv l_c$	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m2	N/mm^2	---	tone	m	m^{-1}	tm	tone
T1	0.375	5.850	2.194	0.265	0.124	58.1	0.852	0.153	145.2	22.2
T2	0.375	3.850	1.444	0.252	0.118	36.4	0.533		60.4	9.2
T3	0.250	3.725	0.745	0.329	0.154	24.5	0.674		37.4	5.7
T4	0.250	10.700	2.675	0.362	0.170	96.8	2.137		414.4	63.4

Longitudinal

Tabelul E.8.1.14a

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m2	N/mm^2	---	tone	m	m^{-1}	tm	tone
Long1	0.375	1.450	0.544	0.265	0.124	14.4	0.211	0.153	8.9	1.4
Long2	0.375	2.400	0.900	0.252	0.118	22.7	0.332		23.5	3.6
Long3	0.250	2.525	0.631	0.329	0.154	20.8	0.457		21.5	3.3
Long4	0.250	9.650	2.412	0.362	0.170	87.3	1.928		337.1	51.6

II. Se modifică valorile rezistenţei f_{bt} şi prin urmare valorile $f_{vk,i}$

Rezistenţa caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie din argilă arsă devine:

$$f_{bt} = 0.035 f_b = 0.035 \times 10.0 = 0.350\ N/mm^2 \qquad \text{(E 8.1.9cor)}$$

Rezistenţa unitară caracteristică de cedare pe secţiuni înclinate devine:

$$f_{vk,i} = 0.22 f_{bt} \sqrt{1 + 5\frac{\sigma_d}{f_{bt}}} = 0.077\sqrt{1 + 14.28\sigma_d} \qquad \text{(E 8.1.10cor)}$$

Valorile corectate $V_{Rd,i}$ sunt date în tabelele E 8.1.15a şi E 8.1.15b.

Transversal

Tabelul E.8.1.15a

Elem	Număr elem.	$l_{w=}$ (cm)	t (cm)	b	σ_d (N/mm^2)	$f_{vd,i}$ (N/mm^2)	Aria (m^2)	$V_{Rd,i}$ tone
T1	2	5.850	0.375	1.43	0.265	0.0886	2.194	13.6
T2	2	3.850	0.375	1.50	0.252	0.0869	1.444	8.4
T3	4	3.725	0.250	1.50	0.329	0.0967	0.745	4.8
T4	1	10.700	0.250	1.00	0.362	0.1007	2.675	26.9

Total 90.1 tone

Longitudinal

Tabelul E.8.1.15b

Elem	Număr elem.	$l_{w=}$ (cm)	t (cm)	b	σ_d (N/mm^2)	$f_{vd,i}$ (N/mm^2)	Aria (m^2)	$V_{Rd,i}$ tone
L1	4	1.450	0.375	1.5	0.265	0.0886	0.544	3.2
L2	6	2.400	0.375	1.5	0.252	0.0869	0.900	5.2
L3	2	2.525	0.250	1.5	0.329	0.0967	0.631	4.1
L4	1	9.650	0.250	1.0	0.362	0.1007	2.412	22.3

Total 74.5 tone

E 8.1.11. Verificarea siguranței structurii după modificarea rezistenței elementelor

E 8.1.11.1. Siguranţa la compresiune + încovoiere

Condiţia de siguranţă este satisfăcută, pentru toate elementele.

Tabelul E.8.1.16

Elem.		M_{Rd} (tm)	V_{Eb} (to)	M_{Eb} (tm)	Elem.		M_{Rd} (tm)	V_{Eb} (to)	M_{Eb} (tm)
T1	2	145.2	14.51	94.8	**L1**	4	8.9	0.55	3.6
T2	2	60.4	4.88	31.9	**L2**	6	23.5	2.34	15.3
T3	4	37.4	2.71	17.7	**L3**	2	21.5	1.78	11.6
T4	1	414.4	30.51	199.2	**L4**	1	337.1	53.0	346.1
Σ		975.2		523.4			556.7		475.5

Concluzie:

Siguranţa este satisfăcută pentru ansmblul clădirii pe ambele direcţii: $\Sigma M_{Rd} > \Sigma M_{Eb}$. Pentru peretele L4 $M_{Rd} = 0.971\ M_{Eb}$ şi poate fi, prin urmare, compensată prin redistribuire.

E 8.1.11.2. Siguranţa la forţă tăietoare

Condiţia de siguranţă la forţă tăietoare, conform P100-1 este

$$V_{Rd} \geq 1.25 V_{Edu} \qquad \text{(8.3 din P100-1)}$$

unde V_{Edu} se ia din tabelele E 8.1.14a şi E 8.1.14b.

Comparaţia valorilor respective este dată în Tabelul E.8.1.17.

Tabelul E.8.1.17

Elem.	Nr. elem	$V_{Rd,l}$ (tm)	$V_{Rd,i}$ (tm)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)	Elem.	Nr. elem	$V_{Rd,l}$ (tm)	$V_{Rd,i}$ (tm)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)
T1	2	23.2	13.6	22.2	**27.8**	**L1**	4	4.4	3.2	1.4	**1.8**
T2	2	14.6	8.4	9.2	**11.5**	**L2**	6	6.9	5.2	3.6	**4.5**
T3	4	9.8	4.8	5.7	**7.1**	**L3**	2	6.3	4.1	3.3	**4.1**
T4	1	38.7	26.9	63.4	**79.3**	**L4**	1	26.4	22.3	51.6	**64.5**
		153.5	90.1	149.0	**186.3**			98.0	74.5	85.4	**106.8**

Concluzie:

1. Sporirea rezistenţei la compresiune a elementelor pentru zidărie nu conduce la satisfacerea condiţiei de siguranţă în raport cu forţa tăietoare.

2. Pentru clădirea studiată soluţia cea mai raţională pentru obţinerea siguranţei la acţiunea cutremurului este realizarea sistemului structural din ***zidărie confinată***.

E.8.2. Clădire tip „vilă" P+2E cu pereţi structurali din zidărie nearmată (ZNA) cu elemente de BCA

E 8.2.1. Descriere generală

- Înălţime P+2E
- Pereţi exteriori t = 35 cm (axaţi 20 cm/exterior şi 15 cm/interior)
- Pereţi interiori t = 30 cm (axaţi)
- Dimensiunile clădirii în plan 10.40 x 10.40 m
- Aria clădirii în plan (pe nivel) $A_{pl} = 10.40 \times 10.40 = 108.16\ m^2$
- Sistem structural *celular*
- Înălţimea etajului $h_{et} = 3.00$ m $H_{tot} = 3 \times 3.00 = 9.00$ m
- Amplasament:
  - Zona seismică $a_g = 0.10$ g

    Sistem structural ***Zidărie nearmată*** (ZNA) este acceptat conform tabelului 8.8 din Cod

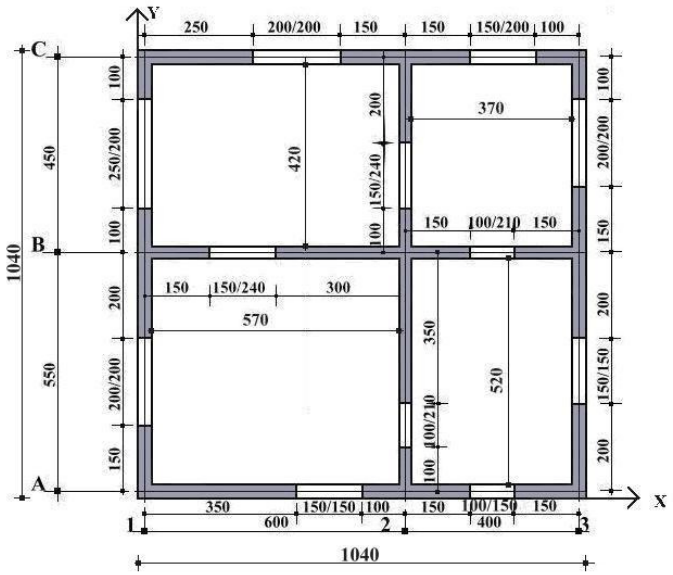


Figura E 8.2.1 Planul nivelului şi sistemul de coordonate de referinţă

E 8.2.2. Calculul greutăţii proprii

E 8.2.2.1 Calculul greutăţii etajului

- Aria planşeelor $A_{pl} = 88.36\ m^2$
- Aria zidăriei în plan $A_{zid} = 19.8\ m^2$

E 8.2.2.2. Calculul ariei zidăriei în elevaţie (pe înălţimea unui nivel)

- Zidărie cu grosimea t = 35 cm
  - Ax A → 10.40x3.00 - 1.50x1.50 - 1.00x1.00 = 27.95 m^2
  - Ax C → 10.40x3.00 - 2.00x2.00 - 1.50x2.00 = 24.20 m^2
  - Ax 1 → (10.40-0.70)x3.00 - 2.00x2.00 - 2.50x2.00 = 20.10 m^2
  - Ax 3 → (10.40-0.70)x3.00 - 1.50x1.50 - 2.00x2.00 = 22.85 m^2

    Total = 95.10 m^2
- Zidărie cu grosimea t = 30 cm
  - Ax B → (10.40 -0.70) x3.00 - 1.50x2.40 - 1.00x2.10 = 23.40 m^2
  - Ax 2 → (10.40-1.00)x3.00 - 1.00x2.10 - 1.50x2.40 = 22.50 m^2

    Total = 45.90 m^2

E 8.2.2.3. Calculul greutăţii zidăriei pe nivel

i. Elemente din BCA cu rezistenţa caracteristică la compresiune $f_b = 5.0\ N/mm^2$

ii. Densitatea de proiectare (care ţine seama de umiditatea medie în exploatare) cu relaţia

$$\rho(kg/m^3) = 85(f_b + 2) \cong 600 kg/m^3 \qquad \text{(rel. 3.2 din CR 6)}$$

iii. Pentru calculul greutăţii zidăriei (elemente LD + mortar) se foloseşte schema din figura Ex.2-2 [a se vedea şi Cod CR6 3.1.2.4.(3)]

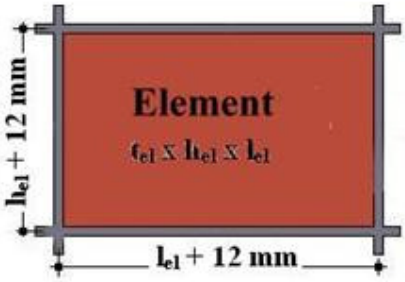


Figura E 8.2.2.Calculul greutăţii proprii a zidăriei cu elemente LD

Valorile greutăţii zidăriei sunt date în tabelele E 8.2.1a şi E 8.2.1b

Tabelul E 8.2.1a

Dimensiuni	UM	350 × 250 × 600	300 × 250 × 600
Volum nominal	cm^3	52500	45000
Volum element	cm^3	48980	41983
Volum mortar	cm^3	3520	3017
Greutate element + mortar	kg/buc	36.4	31.2
Greutate unitară perete netencuit	kg/m^2 perete	243.0	208.0
Greutate de proiectare perete tencuit	kg/m^2 perete	243 +80 = 323	208+80 = 288
Greutate volumetrică perete tencuit	kg/m^3	323/ 0.35 = 923	288/0.30 = 960

Tabelul E 8.2.1b

Grosime t = 35 cm			Grosime t = 30 cm			Total greutate	
A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	ΣG_{zid}	$\Sigma G_{zid}/A_{etaj}$
m^2	t/m^2	tone	m^2	t/m^2	tone	tone	$tone/m^2$
95.10	0.323	30.7	45.90	0.288	13.2	43.9	0.406

E 8.2.2.4. Calculul greutăţii planşeului

- Aria planşeului (între pereţi)
  - A-B/1-2 → (5.50 - 0.15 - 0.15)x(6.00 - 0.15 - 0.15) = 29.64 m^2
  - A-B/2-3 → (5.50 - 0.15 - 0.15)x(4.00 - 0.15 - 0.15) = 19.24 m^2
  - B-C/1-2 → (4.50 - 0.15 - 0.15)x(6.00 - 0.15 - 0.15) = 23.94 m^2
  - B-C/2-3 → (4.50 - 0.15 - 0.15)x(4.00 - 0.15 - 0.15) = 15.54 m^2

  Total = 88.36 m^2
- Greutatea planşeului în gruparea seismică (pe 1.0 m^2)
  - placa de beton armat 16 cm grosime 400 daN/m^2
  - tencuiala la intrados 40 daN/m^2
  - pardoseala (inclusiv şapa) 120 $daN.m^2$
  - pereţi despărţitori uşori 120 daN/m^2
  - încărcare utilă (locuinţă) 0.3 x 150 daN/m^2 45 daN/m^2

  725 daN/m^2
- Greutatea planşeului

  88.36 x 725 = 64100 daN → 64.1 tone

E 8.2.2.5. Greutatea totală a nivelului

Cu valorile de mai sus greutatea clădirii pentru calculul în situaţia de proiectare seismică este dată în tabelul E 8.2.2

Tabelul E 8.2.2

ΣG_{zid}	G_{pl}	$G_{tot,et}$	$G_{tot,et}/A_{etaj}$
tone	tone	tone	$tone/m^2$
43.9	64.1	108.0	1.000

E 8.2.2.6. Calculul maselor de etaj supuse acţiunii seismice

Întreaga masă a etajului (zidărie + planşeu) este considerată concentrată la nivelul planşeului.

- Masa etajului $M_i = \frac{G_{tot,et}}{g}$
- Masa totală a clădirii $M = \frac{n_{niv} G_{tot,et}}{g}$

Pentru construcţia proiectată greutatea totală supusă acţiunii seismice are valoarea

$G_{tot} = 108.0 \times 3 = 324.0$ tone.

E 8.2.3. Calculul forțelor seismice statice echivalente

- Ordonata maximă a spectrului elastic $\beta_0 = 2.50$
- Factorul de reducere pentru $n_{niv} > 2$ $\lambda = 0.85$
- Factorul de reducere pentru fracţiunea de 8% din amortizarea critică $\eta = 0.88$
- Factorul de importanţă $\gamma_{Ie} = 1.0$
- Factorul de suprarezistenţă $\alpha_u/\alpha_1 = 1.10$ (pentru lege $\varepsilon_u >> \varepsilon_1$ comunicată de producător)
- Factorul de comportare $q = 1.75 \times 1.10 = 1.925$ (tabelul 8.10)
- Coeficientul seismic global

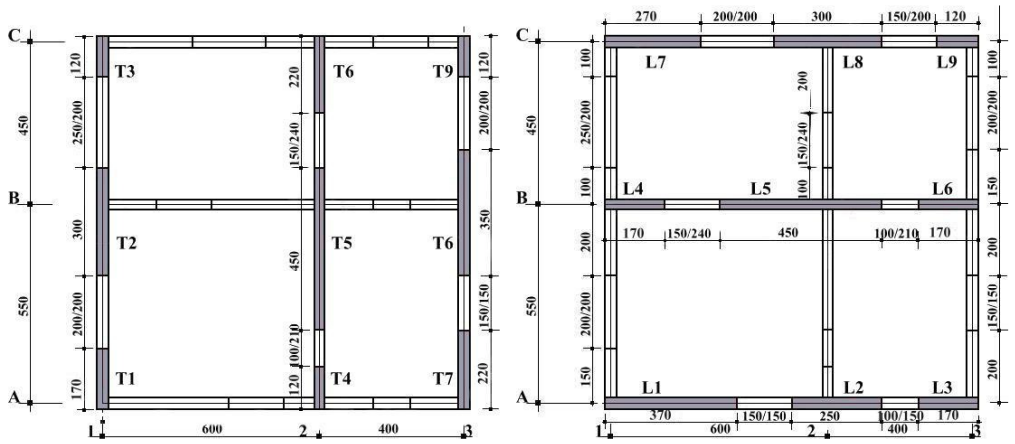
$$c = \gamma_{Ie} \frac{\beta_0 \times \lambda \times \eta}{q} \times \frac{a_g}{g} = 1.0 \times \frac{2.50 \times 0.85 \times 0.88}{1.925} \times 0.10 = 0.097$$

- Forţa tăietoare de bază $F_b = c \times G_{tot} = 0.097 \times 324 = 31.4$ tone

E 8.2.4. Stabilirea modelelor plane pentru calculul seismic

E 8.2.4.1. Verificarea condiţiilor de regularitate geometrică şi structurală în plan şi în elevaţie

Clădirea îndeplineşte condiţiile de regularitate geometrică şi structurală în plan şi în elevaţie pentru utilizarea calculului cu forţe seismice statice echivalente folosind două modele plane; clădirea se încadrează în tipul 1 [din tabelul 5.1 din CR6]
Cele două modele plane sunt arătate în figura E 8.2.3.



Transversal (axa "y") Longitudinal (axa "x")

Figura E 8.2.3. Modele plane pentru calculul structurii

E 8.2.4.2. Verificarea densităţii pereţilor structurali

Transversal

- Ax 1 → (10.40 - 2.00- 2.50) × 0.35 = 2.065 m^2
- Ax 2 → (10.40 - 1.00 - 1.50) × 0.30 = 2.370 m^2
- Ax 3 → (10.40 - 1.50- 2.00) × 0.35 = 2.415 m^2

Total A_{zid} = 6.85 m^2 → p = 6.33%

Longitudinal

- Ax A → (10.40 - 1.50 - 1.00) × 0.35 = 2.765 m^2
- Ax B → (10.40 - 1.50 - 1.00) × 0.30 = 2.370 m^2
- Ax C → (10.40 - 2.00 - 1.50) × 0.35 = 2.415 m^2

Total A_{zid} = 7.55 m^2 → p = 6.98 %

Condiţiile din tabelele 8.8 şi 8.9 sunt satisfăcute.

E 8.2.4.3 Verificarea raportului între ariilor golurilor şi ariile plinurilor de zidărie

Se verifică pentru fiecare perete raportul ρ între lungimea golurilor şi lungime plinurilor de zidărie (conform P100-1 tabelul 8.11) - verificarea se face pentru criteriile corespunzătoare amplasamentului cu a_g = 0.10g

Transversal

- Ax 1 l_{gol} = 4.50 m l_{plin} = 5.90 m → ρ = 0.76 < 1.50
- Ax 2 l_{gol} = 2.50 m l_{plin} = 7.90 m → ρ = 0.32 < 0.55
- Ax 3 l_{gol} = 3.50 m l_{plin} = 6.90 m →ρ = 0.51 < 1.50

Longitudinal

- Ax A l_{gol} = 2.50 m l_{plin} = 7.90m → ρ = 0.32 < 1.50
- Ax B l_{gol} = 2.50 m l_{plin} = 7.90 m → ρ = 0.32 < 0.55
- Ax C l_{gol} = 3.50 m l_{plin} = 6.90 m → ρ = 0.51 < 1.50

Condiţiile din tabelul 8.11 sunt satisfăcute

E 8.2.5. Distribuția forțelor tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.2.5.1. Metoda consolelor independente

Metoda consolelor independente distribuie forţa tăietoare de bază între pereţii structurali folosind criteriul egalităţii deplasărilor laterale totale (din translaţie şi din răsucirea de ansamblu) ale tuturor pereţilor, la vârful construcţiei.
Metoda este simplă şi poate fi aplicată manual dar rezultatele sale au un grad relativ ridicat de aproximare în raport cu alte metode mai exacte.
În cazul clădirilor cu pereţi structurali din zidărie nearmată aproximaţiile sunt mai reduse deoarece, prin convenţie, contribuţia riglelor de cuplare se neglijează.

E 8.2.5.1.1. Rigiditatea relativă de nivel a pereţilor structurali şi factorii de distribuţie

Deoarece toţi pereţii structurali sunt executaţi din acelaşi material s-a folosit, pentru simplificare, expresia rigidităţii geometrice (în formule s-au omis valorile modulelor de elasticitate E_z şi G_z .
În ipoteza consolelor independente rigiditatea relativă de nivel a pereţilor structurali s-a calculat cu formula

$$R_i = \frac{t}{\lambda(3+4\lambda^2)} \qquad \text{(E 8.2.1)}$$

considerând fiecare element ca o consolă cu înălţimea H = 9.0 m.
Factorii de distribuţie s-au calculat, pentru ambele direcţii, cu relaţia

$$\rho_{V,i} = \frac{R_i}{\sum R_i} \qquad \text{(E 8.2.2)}$$

⇒ Pereţi transversali

Tabelul E 8.2.3a.

Elem.	Zona	l_w (m)	t (m)	Aria (m^2)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	R_{iT}	$\rho_{V,iT}$
T1	Z1	1.70	0.35	0.595	5.294	0.00057	0.028
T2	Z2	3.00	0.35	1.050	3.00	0.00299	0.152
T3	Z3	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.025
T4	Z4	1.20	0.30	0.360	7.50	0.00043	0.021
T5	Z5	4.50	0.30	1.350	2.00	0.00789	0.400
T6	Z6	2.20	0.30	0.660	4.090	0.00104	0.052
T7	Z7	2.20	0.35	0.770	4.090	0.00122	0.061
T8	Z8	3.50	0.35	1.225	2.571	0.00462	0.236
T9	Z9	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.025

$R_T = \Sigma R_{iT} = 0.0198$ m

⇒ Pereţi longitudinali

Tabelul E 8.2.3b.

Elem.	Zona	l_w (m)	t (m)	Aria (m^2)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	R_{iL}	$\rho_{V,iL}$
L1	Z1	3.70	0.35	1.295	2.432	0.00539	0.243
L2	Z4	2.50	0.35	0.875	3.600	0.00177	0.079
L3	Z7	1.70	0.35	0.595	5.294	0.00057	0.025
L4	Z2	1.70	0.30	0.510	5.294	0.00049	0.021
L5	Z5	4.50	0.30	1.350	2.00	0.00789	0.355
L6	Z8	1.70	0.30	0.510	5.294	0.00049	0.021
L7	Z3	2.70	0.35	0.945	3.333	0.00221	0.100
L8	Z6	3.00	0.35	1.050	3.00	0.00299	0.134
L9	Z9	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.022

$R_L = \Sigma R_{iL} = 0.0223$ m

E 8.2.5.1.2. Calculul poziţiei centrului de rigiditate (x_{CR},y_{CR})

Poziţia centrului de rigiditate s-a calculat cu relaţiile

$$x_R = \frac{\sum x_i R_{iT}}{\sum R_{iT}} \quad y_R = \frac{\sum y_i R_{iL}}{\sum R_{iL}}$$

(E 8.2.3)

Calculele sunt detaliate în tabelul E 8.2.4.

Tabelul E 8.2.4

Elem.	x_i (m)	$R_{iT} \times 10^2$ (m)	$x_i R_{iT} \times 10^2$ (m^2)	Elem.	y_i (m)	$R_{iL} \times 10^2$ (m)	$y_i R_{iL} \times 10^2$ (m^2)
T1	0.20	0.057	0.0114	L1	0.20	0.539	0.1078
T2	0.20	0.299	0.0598	L2	0.20	0.177	0.0354
T3	0.20	0.051	0.0102	L3	0.20	0.057	0.0114
T4	6.20	0.043	0.2666	L4	5.70	0.049	0.2793
T5	6.20	0.789	4.8918	L5	5.70	0.789	4.4973
T6	6.20	0.104	0.6448	L6	5.70	0.049	0.2793
T7	10.20	0.122	1.2444	L7	10.20	0.221	2.2542
T8	10.20	0.462	4.7124	L8	10.20	0.299	3.0498
T9	10.20	0.051	0.5202	L9	10.20	0.051	0.5202
Σ		**1.978**	**12.3616**	**Σ**		**2.231**	**11.0347**

Au rezultat valorile

- $x_R = 6.25$ m $y_R = 4.95$ m

Poziţiile centrului maselor **(CG)** şi centrului de rigiditate **(CR)** sunt arătate în figura E 8.2.4.

E 8.2.5.1.3. Calculul momentului de inerţie de torsiune

Momentul de inerţie de torsiune s-a calculat cu relaţia

$$J = \sum[R_{iT}(x_{CR} - x_i)^2 + R_{iL}(y_{CR} - y_i)^2] \quad \text{(E 8.2.4)}$$

Calculul este dezvoltat în tabelul E 8.2.5

Tabelul E 8.2.5.

Elem.	R_{iT}	x_i	$\lvert x_{CR}-x_i\rvert$	$R_{iT}\times(x_{CR}-x_i)^2$	Elem.	R_{iL}	y_i	$\lvert y_{CR}-y_i\rvert$	$R_{iL}\times(y_{CR}-y_i)^2$
	m	m	m	m^3		m	m	m	m^3
T_1	0.00057	0.20	6.05	0.0209	L_1	0.00539	0.20	4.75	0.1216
T_2	0.00299			0.1094	L_2	0.00177			0.0399
T_3	0.00051			0.0187	L_3	0.00057			0.0129
T_4	0.00043	6.20	0.05	0.0000	L_4	0.00049	5.70	0.75	0.0003
T_5	0.00789			0.0000	L_5	0.00789			0.0044
T_6	0.00104			0.0000	L_6	0.00049			0.0003
T_7	0.00122	10.20	3.95	0.0190	L_7	0.00221	10.20	5.25	0.0609
T_8	0.00462			0.0742	L_8	0.00299			0.0824
T_9	0.00051			0.0080	L_9	0.00051			0.0141
			Σ	**0.250m^3**					**0.337 m^3**

$$KJ_R = 0.248 + 0.337 = 0.585\ m^3$$

E 8.2.5.1.4. Repartizarea forţei tăietoare de bază între pereţii structurali

E 8.2.5.1.4.1. Calculul excentricităţii structurale şi al excentricităţii accidentale

Aceste excentricităţi determină momentul de răsucire de ansamblu al structurii şi, în consecinţă, valorile componentelor respective ale deplasărilor laterale.

- **Excentricitatea structurală**
  - excentricităţile centrului de rigiditate

    $e_{0x} = |x_{CR} - x_{CG}| = |6.25 - 5.20| = 1.05$ m
    $e_{0y} = |y_{CR} - y_{CG}| = |4.95 - 5.20| = 0.25$ m
- **Excentricitatea accidentală** (torsiunea accidentală)
  - s-a calculat cu relaţia 4.2.din Codul P100-1.

    $e_{ax} = \pm 0.05 \times 10.40 = \pm 0.52$ m
    $e_{ay} = \pm 0.05 \times 10.40 = \pm 0.52$ m
- **Excentricităţi totale**
  - $e_{x,max} = e_{0x} + e_{ax} = 1.05 + 0.52 = 1.57$ m
  - $e_{x,min} = e_{0x} - e_{ax} = 1.05 - 0.52 = 0.53$ m
  - $e_{y,max} = e_{0y} + e_{ay} = 0.25 + 0.52 = 0.77$ m
  - $e_{y,min} = e_{0y} - e_{ay} = 0.25 - 0.52 = -0.27$ m

- **Momente de torsiune de ansamblu**

- Pentru forţa seismică pe direcţia y (pereţii ***transversali***)
  * $M_{tx,max} = F_b \times e_{x,max} = 1.57\ F_b$
  * $M_{tx,min} = F_b \times e_{x,min} = 0.53\ F_b$
- Pentru forţa seismică pe direcţia y (pereţii ***transversali***)
  * $M_{ty,max} = F_b \times e_{y,max} = 0.77\ F_b$
  * $M_{ty,min} = - F_b \times e_{y,min} = -0.27\ F_b$

Cu valorile forţei tăietoare de bază din tabelul E 8.2.4, momentele de torsiune de ansamblu sunt date în tabelul E 8.2.6.

Tabelul E 8.2.6.

a_g	Valori M_t (în tm)	
0.10g	$M_{tx,max}$	49.5
	$M_{tx,min}$	16.8
	$M_{ty,max}$	24.3
	$M_{ty,min}$	-8.5

Componentele forţei tăietoare date de efectul torsiunii de ansamblu se calculează cu relaţiile

$$\Delta F_{iT} = (x_{CR} - x_i) \times R_i(T) \times \xi \qquad \text{(E 8.2.5a)}$$

$$\Delta F_{iL} = (y_{CR} - y_i) \times R_i(L) \times \xi \qquad \text{(E 8.2.5b)}$$

unde $\xi = \frac{M_t}{KJ_R}$

Valorile forţelor tăietoare aferente pereţilor structurali transversali (T) şi longitudinali (L) sunt date în tabelele E 8.2.7a şi E 8.2.7b.

E 8.2.5.1.4.2. Repartizarea forţei tăietoare

⇒ Transversal

$\xi_{max} = \frac{M_{tx,max}}{KJ_R} = \frac{49.5}{0.585} = 84.6 t/m^2 \quad \xi_{min} = \frac{M_{tx,min}}{KJ_R} = \frac{16.8}{0.585} = 28.7\ t/m^2$

Tabelul E 8.2.7a.

Elem.	R_{iT}	$\rho_{V,iT}$	F_{iT} (tr)	x_{CR}-x_i	$(x_{CR}$-$x_i) \times R_i(T)$	$\Delta F_{iT,max}$ (rot)	$\Delta F_{iT,min}$ (rot)	$F_{iT,max}$ (tot)	$F_{iT,min}$ (tot)	$M_{E,b}$
	$m \times 10^2$		tone	m	$m^2 \times 10^2$	tone	tone	tone	tone	tm
T_1	0.057	0.028	0.88	6.05	0.345	0.292	0.099	1.172	0.979	8.20
T_2	0.299	0.152	4.77		1.809	1.530	0.519	6.300	5.289	44.10
T_3	0.051	0.025	0.80		0.309	0.261	0.089	1.061	0.889	7.43
T_4	0.043	0.021	0.66	0.05	0.002	0.002	0.001	0.662	0.661	4.63
T_5	0.789	0.400	12.56		0.039	0.033	0.011	12.593	12.571	88.15
T_6	0.104	0.052	1.63		0.005	0.004	0.001	1.634	1.631	11.44
T_7	0.122	0.061	1.92	-3.95	-0.482	-0.408	-0.138	1.512	1.782	12.47
T_8	0.462	0.236	7.41		-1.825	-1.544	-0.524	5.866	6.886	48.20
T_9	0.051	0.025	0.80		-0.201	-0.170	-0.058	0.630	0.742	5.19

În casetele poşate sunt date valorile de proiectare (valorile totale $F_{i,max}$ şi $F_{i,min}$).

⇒ Longitudinal

$$\xi_{max} = \frac{M_{ty,max}}{KJ_R} = \frac{24.3}{0.585} = 41.5 t/m^2 \quad \xi_{min} = \frac{M_{ty,min}}{KJ_R} = -\frac{8.5}{0.585} = -14.5\ t/m^2$$

Tabelul E 8.2.7b.

Elem.	R_{iL}	$\rho_{Vi,L}$	F_{iL} (tr)	$y_{CR}-y_i$	$(x_{CR}-x_i) \times R_{iL}$	$\Delta F_{iL,max}$ (rot)	$\Delta F_{iL,min}$ (rot)	$F_{iL,max}$ (tot)	$F_{iL,min}$ (tot)	$M_{E,b}$
	$m \times 10^2$	---	tone	m	$m^2 \times 10^2$	tone	tone	tone	tone	tm
L1	0.539	0.243	7.63	4.75	2.560	1.062	-0.371	8.692	7.259	60.84
L2	0.177	0.079	2.48		0.841	0.349	-0.122	2.829	2.358	19.80
L3	0.057	0.025	0.79		0.271	0.112	-0.016	0.902	0.774	6.31
L4	0.049	0.021	0.66	-0.75	-0.037	-0.015	0.005	0.645	0.665	4.66
L5	0.789	0.355	11.15		-0.592	-0.246	0.086	10.904	11.236	78.65
L6	0.049	0.021	0.66		-0.037	-0.015	0.005	0.645	0.665	4.66
L7	0.221	0.100	3.14	- 5.25	-1.160	-0.481	0.168	2.659	3.308	23.16
L8	0.299	0.134	4.21		-1.570	-0.652	0.095	3.558	4.305	30.14
L9	0.051	0.022	0.69		-0.268	-0.111	0.016	0.579	0.706	4.94

Momentul de răsturnare la bază ($M_{E,b}$) s-a calculat cu relaţia

$$M_{E,b} = \sum_1^3 F_i z_i \qquad \text{(E 8.2.6)}$$

unde forţele seismice de nivel F_i care acţionează la planşeul de la cota z_i se calculează cu relaţia (4.5) din Cod.

Înlocuind valorile F_i în funcţie de F_b şi z_i în funcţie de H_{tot} rezultă formula

$$M_{E,b} = \frac{7}{9} F_b \times H_{tot} = 7.0 \times F_b$$

în care înălţimea totală a clădirii este $H_{tot} = 3 \times 3.0 = 9.0$ m

A rezultat valoarea $M_b = 7.0 \times 31.4 = 219.8$ tm

E 8.2.5.2. Metoda consolelor legate la toate nivelurile prin planşeu (legături articulate)

Modelul de calcul ţine seama de legăturile între console care sunt realizate la fiecare nivel, prin planşeele rigide în planul lor. În acest caz distribuţia forţei tăietoare între pereţii structurali rezultă din condiţia de compatibilitate a deplasărilor laterale ale pereţilor la nivelul fiecărui planşeu

Pereţii au fost modelaţi ca bare elastice cu secţiune dreptunghiulară (cu valorile respective ale ariei, ale ariei de forfecare şi ale momentului de inerţie) încastrate în secţiunea de la cota ±0.00 m.

Legăturile între pereţi au fost modelate ca biele comprimate, articulate la ambele extremităţi.

Cu acest model (figura E 8.2.4), din condiţia de egalitate a deplasărilor de translaţie, s-au calculat eforturile secţionale (forţă tăietoare şi moment încovoietor) în fiecare perete folosind un program de calcul pentru cadre plane..

Deoarece componentele deplasărilor totale care provin din răsucirea de ansamblu depind numai de geometria structurii şi de proprietăţile geometrice ale pereţilor, valorile acestora au fost considerate proporţionale cu cele obţinute prin metoda consolelor independente.

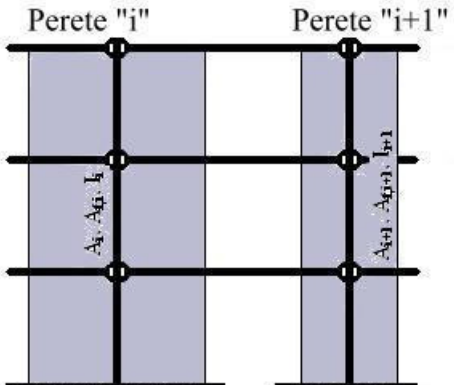


Figura E 8.2.4. Schema de calcul pentru metoda consolelor legate cu biele articulate

Au rezultat valorile următoare:

Tabelul E 8.2.8

Elem.	F_{iT} (tr)	$F_{iT,max}$ (tot)	$F_{iT,min}$ (tot)	$M_{E,b}$	F_{iT}/M_E	Elem.	F_{iL} (long)	$F_{iL,max}$ (tot)	$F_{iL,min}$ (tot)	$M_{E,b}$	F_{iL}/M_E
	tone	tone	tone	tm	m^{-1}		tone	tone	tone	tm	m^{-1}
$\mathbf{T_1}$	1.50	1.78	1.59	9.4	0.189	$\mathbf{L_1}$	7.10	8.09	6.70	59.9	0.135
$\mathbf{T_2}$	5.39	6.90	5.89	45.7	0.151	$\mathbf{L_2}$	3.13	3.56	2.97	21.7	0.164
$\mathbf{T_3}$	0.61	0.87	0.70	4.2	0.207	$\mathbf{L_3}$	1.28	1.47	1.22	5.9	0.249
$\mathbf{T_4}$	0.52	0.52	0.52	2.5	0.208	$\mathbf{L_4}$	1.10	1.07	1.10	5.7	0.193
$\mathbf{T_5}$	10.35	10.33	10.33	85.9	0.120	$\mathbf{L_5}$	8.87	8.67	8.98	74.6	0.120
$\mathbf{T_6}$	2.34	2.34	2.34	13.3	0.173	$\mathbf{L_6}$	1.10	1.07	1.10	5.7	0.193
$\mathbf{T_7}$	2.73	2.32	2.59	14.8	0.175	$\mathbf{L_7}$	3.69	3.12	3.76	23.7	0.159
$\mathbf{T_8}$	7.38	5.82	6.84	49.2	0.139	$\mathbf{L_8}$	4.61	3.90	4.86	32.3	0.150
$\mathbf{T_9}$	0.61	0.44	0.55	2.6	0.212	$\mathbf{L_9}$	0.52	0.44	0.55	2.6	0.212

Valorile din tabelele E 8.2.11a şi E 8.2.11b vor fi folosite în continuare pentru verificarea siguranţei.

E 8.2.6. Încărcări verticale pe pereţii structurali

E 8.2.6.1. Încărcări din planşeu)greutatea proporie şi încărcarea de exploatare

Succesiunea operaţiilor este următoarea:

I. Se determină reacţiunile planşeelor pe fiecare linie de pereţi conform [CR6, art.6.6.2.1]. Pentru fiecare zonă de pereţi (Z1÷Z9 din figura E 8.2.4) se calculează forţa axială dată de planşeu prin înmulţirea reacţiunii pe unitatea de lungime (p) cu lungimea zonei aferente (care include câte 1/2 din lăţimea fiecărui gol adiacent plinului de zidărie).

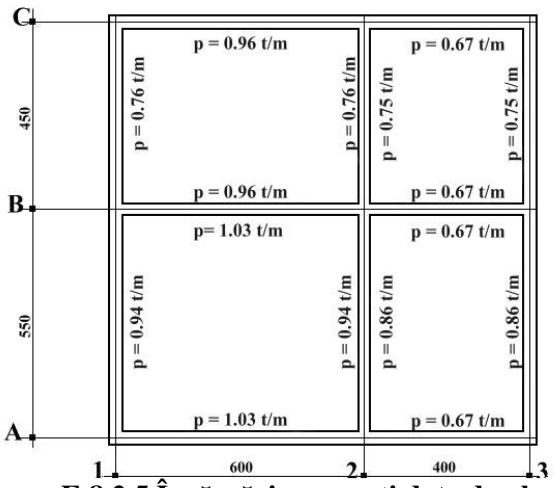
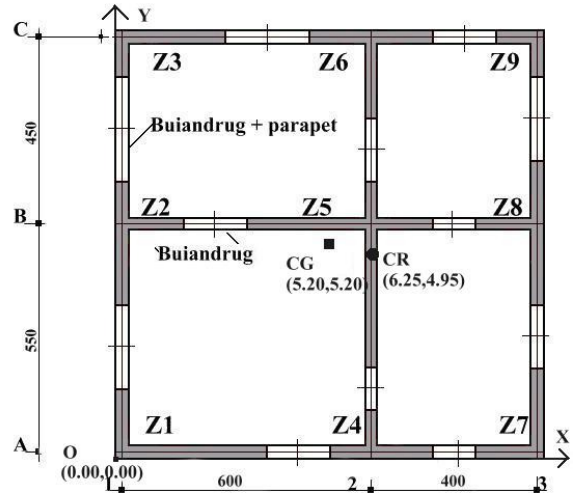


Figura E 8.2.5 Încărcări pe pereţi date de planşee

II. Se detemină ariile verticale de zidărie (pe înălţimea etajului) aferente fiecărie zone (Z1 ÷ Z9). Ariile respective includ plinul de zidărie (care este continuu pe toată înăltimea etajului), zidăria parapetului şi buiandrugului (pentru golurile de la faţade) şi zidăria buiandrugului (pentru golurile interioare). Pentru fiecare grosime de perete aria verticală de zidărie astfel determinată se înmulţeşte cu greutatea peretelui tencuit stabilită în funcţie de categoria elementelor pentru zidărie. Folosind greutatea zidăriei pe unitatea de suprafaţă de perete se obţine o evaluare mai exactă a influenţei greutăţii tencuielii (ca factor constant) asupra greutăţii totale a peretelui.



CG- centrul de greutate al etajului (planşeului) CR - centrul de rigiditate al structurii

Figura E 8.2.6 Caracteristicile geometrice ale structurii

Rezultatele finale sunt prezentate sintetic în tabelul E 8.2.9

Tabelul E 8.2.9

Zona	Aria Z	$G_{planşeu}$	$G_{zidărie}$	Forţa axială	Efort unitar
	(m^2)	(tone)	(tone)	(tone)	(daN/cm^2)
Z1	1.768	6.50	5.60	12.10	0.68
Z2	1.455	8.40	4.90	13.30	0.91
Z3	1.2425	4.90	4.15	9.05	0.73
Z4	1.130	5.30	3.95	9.25	0.82
Z5	2.610	19.0	8.00	27.00	1.03
Z6	1.605	7.50	5.20	12.70	0.79
Z7	1.2425	3.50	4.15	7.65	0.62
Z8	1.630	6.50	5.35	11.85	0.73
Z9	0.717	2.50	2.60	5.10	0.71

E 8.2.6.2 Încărcări totale şi eforturi unitare de compresiune

Cu valorile forţei axiale se calculează efortul unitar de compresiune în zidărie pe un nivel al clădirii pentru aria secţiunii orizontale a plinului de zidărie cu continuitate pe verticală (aria zonei Z) . Valorile forţei axiale de compresiune şi ale efortului unitar corespunzător pentru nivelul curent şi la baza clădirii (la parter) se calculează, pentru fiecare element, cu aria sectiunii transversale ($l_w \times t$) şi efortul σ_0 al zonei în care se află elementul. Valorile obţinute sunt date în tabelele E 8.2.10a şi E 8.2.10b.

⇒ **Pereţi transversali**

Tabelul E 8.2.10a.

Etaj curent							Parter	
Elem.	Zona	l_w (cm)	t (cm)	σ_0 (daN/cm^2)	Aria (m^2)	Forţa axială (tone)	σ_0 (daN/cm^2)	Forţa axială (tone)
T1	Z1	170	35	0.68	0.595	4.1	2.04	12.3
T2	Z2	300	35	0.91	1.050	9.6	2.73	28.8
T3	Z3	120	35	0.73	0.420	3.1	2.19	9.3
T4	Z4	120	30	0.82	0.360	3.0	2.46	9.0
T5	Z5	450	30	1.03	1.350	13.9	3.09	41.7
T6	Z6	220	30	0.79	0.660	5.2	2.37	15.6
T7	Z7	220	35	0.62	0.770	4.8	1.68	14.4
T8	Z8	350	35	0.73	1.225	8.9	2.19	26.7
T9	Z9	120	35	0.71	0.420	3.0	2.13	9.0

$\Sigma A_T = 6.850\ m^2$

⇒ Pereţi longitudinali

Tabelul E 8.2.10b.

Etaj curent							Parter	
Elem.	Zona	l_w (cm)	t (cm)	σ_0 (daN/cm^2)	Aria (m^2)	Forţa axială (tone)	σ_0 (daN/cm^2)	Forţa axială (tone)
L1	Z1	370	35	0.68	1.295	8.8	2.04	26.4
L2	Z4	250	35	0.82	0.875	7.2	2.46	21.6
L3	Z7	170	35	0.62	0.595	3.7	1.86	11.1
L4	Z2	170	30	0.91	0.510	4.6	2.73	13.8
L5	Z5	450	30	1.03	1.350	13.9	3.09	41.7
L6	Z8	170	30	0.73	0.510	3.7	2.19	11.1
L7	Z3	270	35	0.73	0.945	6.6	2.19	19.8
L8	Z6	300	35	0.79	1.050	8.3	2.37	24.9
L9	Z9	120	35	0.71	0.420	3.0	2.13	9.0

ΣA_L = 7.550 m^2

E 8.2.7 Calculul momentelor încovoietoare capabile ale pereților

E 8.2.7.1. Momente capabile pentru pereţi din zidărie nearmată - M_{Rd} (ZNA)

Momentele capabile ale pereților structurali din zidărie nearmată (**ZNA**) s-au calculat cu relaţiile:

- $x_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{0.85 f_d t} = 1.175 \frac{\sigma_d}{f_d} l_w = 1.175 s_d l_w$
  (6.19a) din CR 6
- $M_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{2}(l_w - x_{Rd}) = \frac{N_{Ed} l_w}{2}(1.0 - 1.175 s_d)$ (6.20a) din CR 6

Materialele au fost alese pentru a satisface cerinţele minime din tabelul 8.2 din Cod

- rezistenţa la compresiune a zidăriei trebuie să fie cel puţin f_k = 2.5 N/mm^2 (tabelul 8.2);
- s-a considerat zidărie cu elemente **BCA** cu f_b = 5.0 N/mm^2 şi mortar de utilizare generală (**G**) cu rezistenţa **M5**; zidăria nu are rost longitudinal [figura 4.1a din Codul CR6] ; pentru zidărie cu elemente **BCA** cu mortar **M5** avem, conform CR 6 tabelul 4.5, rezistenţa unitară la lunecare în rost orizontal f_{vk0} = 0.150 N/mm^2 valoare care satisface cerinţa din tabelul 8.4 din P100-1
- din Codul CR6 , tabelul 4.2c rezistenţa caracteristică la compresiune a zidăriei este f_k = 2.75 N/mm^2 iar rezistenţa de proiectare, pentru coeficientul de siguranţă γ_M = 1.90, este f_d = 1.45 N/mm^2.

Calculul forţei axiale (N_{Ed}) pe secţiunea activă a peretelui:

- $N_{Ed} = \sigma_{0E} A$

(E 8.2.7)

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul Ex.1-8 pentru grupul de pereţi căruia îi aparţine fiecare perete T sau L.

În tabelele Ex.1-11a şi Ex.1-11b s-au calculat şi valorile forţei tăietoare asociată cedării prin compresiune excentrică (V_{Edu}) folosind relaţia

$$V_{Edu} = \frac{M_{Rd}}{M_E} V_E$$

(E 8.2.8)

unde rapoartele $V_E/M_E \equiv F_{iT(iL)}/M_{eb}$ sunt luate din tabelul E 8.2.8.

Transversal

Tabelul E 8.2.11a

Perete	t	l_w	A	σ_{0E}	s_d	N_{Ed}	$x_{Rd} \equiv l_c$	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m2	N/mm^2	---	tone	m	m^{-1}	tm	tone
T1	0.35	1.70	0.595	0.204	0.141	12.3	0.282	0.189	8.72	1.65
T2	0.35	3.00	1.050	0.273	0.188	28.8	0.663	0.151	33.67	5.08
T3	0.35	1.20	0.420	0.219	0.151	9.3	0.213	0.207	4.59	0.95
T4	0.30	1.20	0.360	0.246	0.170	9.0	0.240	0.208	4.32	0.90
T5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.213	41.7	1.126	0.120	70.35	8.44
T6	0.30	2.20	0.660	0.237	0.164	15.6	0.424	0.173	13.85	2.40
T7	0.35	2.20	0.770	0.168	0.116	14.4	0.300	0.175	13.68	2.39
T8	0.35	3.50	1.225	0.219	0.151	26.7	0.621	0.139	38.45	5.34
T9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.147	9.0	0.207	0.212	4.47	0.95

Longitudinal

Tabelul E 8.2.11b

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m^2	N/mm^2	---	tone	m	m^{-1}	tm	tone
L1	0.35	3.70	1.295	0.204	0.141	26.4	0.613	0.135	40.74	5.50
L2	0.35	2.50	0.875	0.246	0.170	21.6	0.499	0.164	21.61	3.54
L3	0.35	1.70	0.595	0.186	0.128	11.1	0.256	0.249	8.01	1.99
L4	0.30	1.70	0.510	0.273	0.188	13.8	0.376	0.193	9.13	1.76
L5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.213	41.7	1.126	0.120	70.35	8.44
L6	0.30	1.70	0.510	0.219	0.151	11.1	0.302	0.193	7.76	1.50
L7	0.35	2.70	0.945	0.219	0.151	19.8	0.479	0.159	22.00	3.50
L8	0.35	3.00	1.050	0.237	0.164	24.9	0.578	0.150	30.15	4.52
L9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.147	9.0	0.207	0.212	4.47	0.95

E 8.2.8. Verificarea siguranței structurii la compresiune+încovoiere

Condiţia de siguranţă la compresiune + încovoiere, pentru toate elementele este

$$M_{Rd} \geq M_{Eb}$$

(E 8.2.9)

Comparaţia valorilor respective este dată în tabelul E 8.2.12.

Tabelul.E 8.2.12

Elem.	M_{Rd} (tm)	M_{Eb} (tm)	Elem.	M_{Rd} (tm)	M_{Eb} (tm)
T1	8.72	9.4	**L1**	40.74	59.9
T2	33.67	45.7	**L2**	21.61	21.7
T3	4.59	4.2	**L3**	8.01	5.9
T4	4.32	2.5	**L4**	9.13	5.7
T5	70.35	85.9	**L5**	70.35	74.6
T6	13.85	13.3	**L6**	7.76	5.7
T7	13.68	14.8	**L7**	22.00	23.7
T8	38.45	49.2	**L8**	30.15	32.3
T9	4.47	2.6	**L9**	4.47	2.6
Σ	**192.1**	**227.6**		**214.2**	**232.1**

Concluzie:
Siguranţa la compresiune + încovoiere ***<u>nu este satisfăcută</u>****, pe ambele direcţii principale, pentru ansamblul clădirii.*
Se va relua calculul modificând rezistenţa la compresiune a zidăriei.

E 8.2.10. Posibilitatea de corectare

Pentru sporirea rezistenţei la compresiune a zidăriei se va modifica rezistenţa mortarului de la M5 la M10 (mortar de utilizare generală G).
Pentru mortarul M10 (G) rezistenţa unitară caracteristică a zidăriei conform tabelului 4.2c din CR 6 devine f_k = 3.38 N/mm^2 şi rezistenţa unitară de proiectare este f_d=3.38/1.9 = 1.78 N/mm^2
<u>Notă.</u> Folosirea mortarului pentru rosturi subţiri -T- conduce la un spor mai mic al rezistenţei unitare caracteristice la compresiune a zidăriei (a se vedea CR 6 tabelul 4.3b).
În aceste condiţii tabelele E 8.2.11a şi E 8.2.11b se modifică după cum urmează

Transversal
Tabelul E 8.2.13a

Perete	t	l_w	A	σ_{0E}	s_d	N_{Ed}	$x_{Rd} \equiv l_c$	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m2	N/mm^2	---	tone	m	m^{-1}	tm	tone
T1	0.35	1.70	0.595	0.204	0.115	12.3	0.220	0.189	9.10	1.72
T2	0.35	3.00	1.050	0.273	0.153	28.8	0.539	0.151	35.4	5.35
T3	0.35	1.20	0.420	0.219	0.123	9.3	0.173	0.207	4.78	0.99
T4	0.30	1.20	0.360	0.246	0.138	9.0	0.195	0.208	4.52	0.94
T5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.174	41.7	0.920	0.120	74.64	8.96
T6	0.30	2.20	0.660	0.237	0.133	15.6	0.344	0.173	14.47	2.51
T7	0.35	2.20	0.770	0.168	0.094	14.4	0.243	0.175	14.09	2.47
T8	0.35	3.50	1.225	0.219	0.123	26.7	0.506	0.139	39.97	5.56
T9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.120	9.0	0.169	0.212	4.64	0.98

Longitudinal
Tabelul E 8.2.13a

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	V_E/M_E	M_{Rd}	V_{Edu}
	m	m	m^2	N/mm^2	---	tone	m	m^{-1}	tm	tone
L1	0.35	3.70	1.295	0.204	0.115	26.4	0.500	0.135	42.24	5.70
L2	0.35	2.50	0.875	0.246	0.138	21.6	0.405	0.164	22.64	3.71
L3	0.35	1.70	0.595	0.186	0.105	11.1	0.210	0.249	8.27	2.06
L4	0.30	1.70	0.510	0.273	0.153	13.8	0.306	0.193	9.62	1.86
L5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.174	41.7	0.920	0.120	74.64	8.96
L6	0.30	1.70	0.510	0.219	0.123	11.1	0.246	0.193	8.07	1.56
L7	0.35	2.70	0.945	0.219	0.123	19.8	0.390	0.159	22.87	3.64
L8	0.35	3.00	1.050	0.237	0.133	24.9	0.469	0.150	31.52	4.73
L9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.120	9.0	0.169	0.212	4.64	0.99

Comparaţia celor două valori este dată în tabelul E 8.2.14.

Tabelul E 8.2.14.

Elem.	M_{Rd} (tm)	M_{Eb} (tm)	Elem.	M_{Rd} (tm)	M_{Eb} (tm)
T1	9.10	9.4	**L1**	42.24	59.9
T2	35.4	45.7	**L2**	22.64	21.7
T3	4.78	4.2	**L3**	8.27	5.9
T4	4.52	2.5	**L4**	9.62	5.7
T5	74.64	85.9	**L5**	74.64	74.6
T6	14.47	13.3	**L6**	8.07	5.7
T7	14.09	14.8	**L7**	22.87	23.7
T8	39.97	49.2	**L8**	31.52	32.3
T9	4.64	2.6	**L9**	4.64	2.6
Σ	**201.6**	**227.6**		**224.2**	**232.1**

Concluzie finală

Deoarece în producţia internă nu există elemente pentru zidărie din BCA cu rezistenţa standardizată la compresiune mai mare decât f_b=5 N/mm^2 astfel încât să poată fi sporită şi mai mult rezistenţa caracteristică f_k, clădirea respectivă trebuie proiectată cu sistem structural din ***zidărie confinată***.

Calculul este detaliat în exemplul 8.3 considerând clădirea amplasată în zona seismică a_g = 0.20g.

E.8.3. Clădire de locuințe P+3E cu pereți structurali de zidărie cu elemente ceramice

E.8.3.1. Descriere generală

- Înălţime P+3E
- Pereţi exteriori t = 37.5 cm (axaţi 25 cm/exterior şi 12.5 cm/interior)
- Pereţi interiori t = 25 cm (axaţi)
- Dimensiunile clădirii în plan 16.70 × 10.70 M
- Aria clădirii în plan (pe nivel) $A_{pl} = 16.70 \times 10.70 = 178.7\ m^2$
- Sistem structural *fagure*
- Înălţimea etajului $h_{et} = 2.80$ m $H_{tot} = 4 \times 2.80 = 11.20$ m
- Amplasament:
  - Zona seismică $a_g = 0.20$ g → Sistem structural ***Zidărie confinată şi armată în rosturi*** **(ZC+AR)** - conform cerinţei din Cod P100-1 tabel 8.9

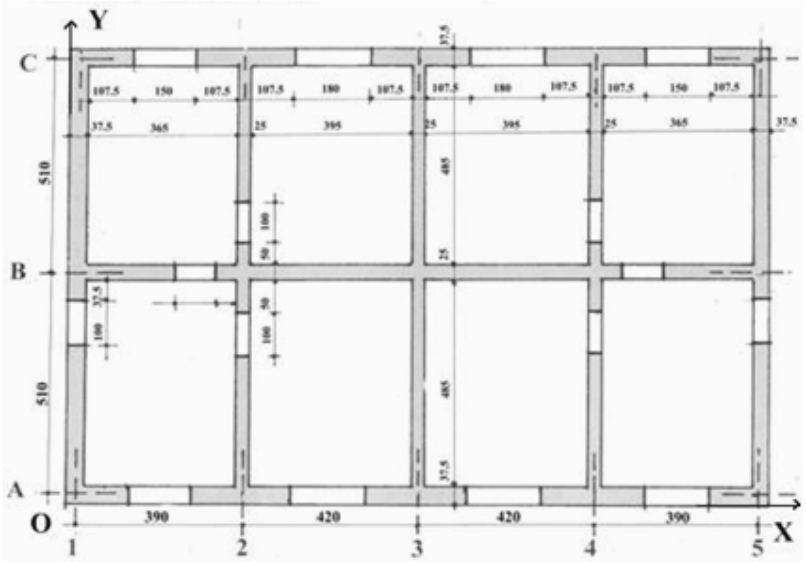


Figura E 8.3.1 Planul nivelului current

E.8.3.2. Calculul greutății proprii

E.8.3.2.1 Calculul greutății etajului

- Aria planşeelor $A_{pl} = 4 \times 4.85 \times (3.65 + 3.95) = 147.44\ m^2$
- Aria zidăriei în plan $A_{zid} = 178.7 - 147.44 = 31.26\ m^2$

E.8.3.2.2. Calculul ariei zidăriei în elevaţie (pe înălţimea unui nivel)

- Zidărie cu grosimea t = 37.5 cm
  - Ax A şi ax C → $2 \times (16.70 \times 2.80 - 2 \times 1.50 \times 1.50 - 2 \times 1.50 \times 1.80) = 73.72\ m^2$

- Ax 1 şi ax 5 → 2 × [(10.70 - 1.00) × 2.80 - 1.0 × 2.10)] = 50.12 m^2

  Total = 123.84 m^2

- Zidărie cu grosimea t = 25 cm
  - Ax B → (16.70× 2.80 - 2 × 1.00 × 2.10 = 42.56 m^2
  - Ax 2 şi ax 4 → 2 × [(10.7 - 1.00) × 2.80 - 2 × 1.00× 2.10] = 45.92 m^2
  - Ax 3 → (10.70 - 1.00) × 2.80 = 27.16 m^2

    Total = 115.64 m^2

E.8.3.2.3. Calculul greutăţii zidăriei pe nivel

- Elemente pline din argilă arsă
- Greutatea pe 1 m^2 perete tencuit
  - Perete t = 37.5 cm → g_{zid} = 0.375 × 1800 + 80.0 = 755 kg/m^2
  - Perete t = 25.0 cm → g_{zid} = 0.25 × 1800 + 80.0 = 530 kg/m^2

Tabelul E 8.3.1

Grosime t = 37.5 cm			Grosime t = 25 cm			Total greutate	
A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	ΣG_{zid}	$\Sigma G_{zid}/A_{etaj}$
m^2	t/m^2	tone	m^2	t/m^2	tone	tone	tone/m^2
123.84	0.755	93.5	115.64	0.530	61.3	154.8	0.866

E.8.3.2.4. Calculul greutăţii planşeului

- Greutatea planşeului în gruparea seismică (pe 1.0 m^2)
  - placa de beton armat 13 cm grosime 325 daN/m^2
  - tencuiala la intrados 40 daN/m^2
  - pardoseala (inclusiv şapa) 120 daN.m^2
  - pereţi despărţitori uşori 120 daN/m^2
  - încărcare utilă (locuinţă) 0.3 x 150 daN/m^2 45 daN/m^2

    650 daN/m^2
- Greutatea planşeului

  147.44 x 650 = 95300 daN → 95.3 tone

E.8.3.2.5. Greutatea totală a nivelului

Cu valorile de mai sus greutatea clădirii pentru calculul în situaţia de proiectare seismică este dată în tabelul E 8.3.2 (valori rotunjite)

Tabelul E 8.3.2

ΣG_{zid}	G_{pl}	$G_{tot,et}$	$G_{tot,et}/A_{etaj}$
tone	tone	tone	tone/m^2
154.8	95.3	250.0	1.400

E.8.3.2.6. Calculul maselor de etaj supuse acţiunii seismice

Întreaga masă a etajului (zidărie + planşeu) este considerată concentrată la nivelul planşeului .

- Masa etajului $M_i = \frac{G_{tot,et}}{g}$
- Masa totală a clădirii $M = \frac{n_{niv} G_{tot,et}}{g}$

Pentru construcţia proiectată cu $n_{niv} = 4$, greutatea totală supusă acţiunii seismice are valoarea

$G_{tot} = 250.0 \times 4 = 1000.0$ tone.

E.8.3.3. Calculul forțelor seismice statice echivalente

- Ordonata maximă a spectrului elastic $\beta_0 = 2.50$
- Factorul de reducere pentru $n_{niv} > 2$ $\lambda = 0.85$
- Factorul de reducere pentru fracţiunea de 8% din amortizarea critică $\eta = 0.88$
- Factorul de importanţă $\gamma_{Ie} = 1.0$
- Factorul de suprarezistenţă $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$ (pentru lege $\varepsilon_u >> \varepsilon_1$ comunicată de producător)
- Factorul de comportare $q = 2.50 \times 1.25 = 3.125$ (tabelul 8.10 din Cod)
- Coeficientul seismic global

$$c = \gamma_{Ie} \frac{\beta_0 \times \lambda \times \eta}{q} \times \frac{a_g}{g} = 1.0 \times \frac{2.50 \times 0.85 \times 0.88}{3.125} \times 0.20 = 0.120$$

- Forţa tăietoare de bază

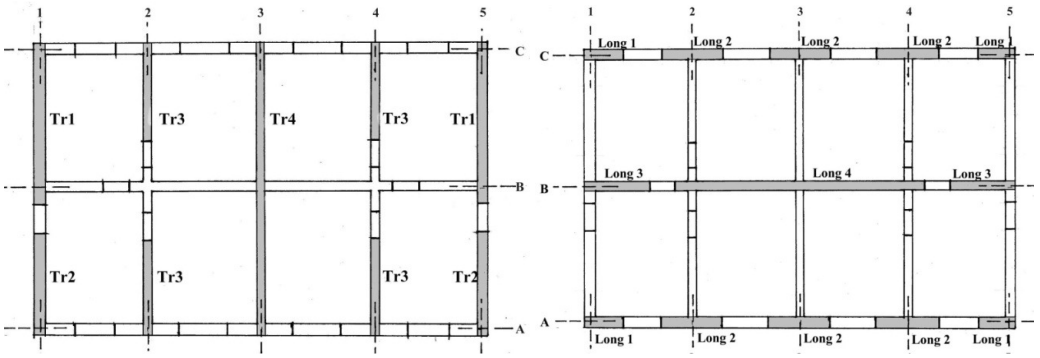
  $F_b = c \times G_{tot} = 0.120 \times 1000 = 120.0$ tone

E.8.3.4. Stabilirea modelelor plane pentru calculul seismic

E.8.3.4.1. Verificarea condiţiilor de regularitate geometrică şi structurală în plan şi în elevaţie

Clădirea are simetrie geometrică şi structurală în plan în raport cu ambele axe principale şi îndeplineşte condiţiile de regularitate şi în elevaţie. Poate fi utilizat calculul cu forţe seismice statice echivalente folosind două modele plane; clădirea se încadrează în tipul 1 (din tabelul 5.1 din Codul CR6).

Cele două modele plane sunt arătate în figura E 8.3.2.



Transversal (axa "y") Longitudinal (axa "x")

Figura E 8.3.2.Modele plane pentru calculul structurii

E.8.3.4.2. Verificarea densităţii pereţilor structurali

Transversal

- Ax 1 şi ax 5 $\rightarrow 2 \times (10.70 - 1.00) \times 0.375 = 7.275\ m^2$
- Ax 2 şi ax 4 $\rightarrow 2 \times (10.70 - 2 \times 1.00) \times 0.25 = 4.350\ m^2$
- Ax 3 $\rightarrow 10.70 \times 0.25 = 2.675\ m^2$

  Total $A_{zid} = 14.30\ m^2 \rightarrow p = 8.00\%$

Longitudinal

- Ax A şi ax C $\rightarrow 2 \times (16.70 - 2 \times 1.50 - 2 \times 1.80) \times 0.375 = 7.575\ m^2$
- Ax B $\rightarrow (16.70 - 2 \times 1.00) \times 0.25 = 3.675\ m^2$

  Total $A_{zid} = 11.25\ m^2 \rightarrow p = 6.30\ \%$

Condiţiile din tabelul 8.9 sunt satisfăcute.

E 8.3.4.3. Verificarea raportului între ariilor golurilor şi ariile plinurilor de zidărie

Se verifică pentru fiecare perete raportul ρ între lungimea golurilor şi lungime plinurilor de zidărie conform tabelului 8.11 - verificarea se face pentru criteriile corespunzătoare amplasamentului cu $a_g = 0.20g$.

Transversal

- Ax 1şi ax 5 $l_{gol} = 1.00\ m$ $l_{plin} = 9.70\ m \rightarrow \rho = 0.10 < 1.00$
- Ax 2 şi ax 4 $l_{gol} = 2.00\ m$ $l_{plin} = 8.70\ m \rightarrow \rho = 0.23 < 0.35$

Longitudinal

- Ax A şi ax C $l_{gol} = 6.60\ m$ $l_{plin} = 10.1m \rightarrow \rho = 0.65 < 1.00$
- Ax B $l_{gol} = 2.00\ m$ $l_{plin} = 14.7m \rightarrow \rho = 0.14 < 0.35$

Condiţiile din Codul P100-1, tab. 8.11 sunt satisfăcute.

E.8.3.5. Distribuția forței tăietoare de bază între pereții structurali

E.8.3.5.1. Metoda consolelor legate la ultimul nivel

Metoda consolelor legate la ultimul nivel distribuie forţa tăietoare de bază între pereţii structurali folosind criteriul egalităţii deplasărilor laterale totale (din translaţie şi din răsucirea de ansamblu) ale tuturor pereţilor, la vârful construcţiei.
Metoda este simplă şi poate fi aplicată manual dar, în anumite configuraţii structurale, rezultatele sale au un grad relativ ridicat de aproximare în raport cu alte metode mai exacte (aşa cum rezultă şi din acest exemplu pentru peretele T4).

E.8.3.5.1.1. Rigiditatea relativă de nivel a pereţilor structurali şi factorii de distribuţie

Deoarece toţi pereţii structurali sunt executaţi din acelaşi material s-a folosit, pentru simplificare, expresia rigidităţii geometrice (în formule s-au omis valorile modulelor de elasticitate E_z şi G_z .
În ipoteza consolelor independente rigiditatea relativă de nivel a pereţilor structurali s-a calculat cu formula

$$R_i = \frac{t}{\lambda(3+4\lambda^2)} \qquad \text{(E 8.3.1)}$$

considerând fiecare element ca o consolă cu înălţimea $H_{tot} = 4 \times 2.80 = 11.20$ m.
Factorii de distribuţie s-au calculat, pentru ambele direcţii, cu relaţia

$$\rho_{V,i} = \frac{R_i}{\sum R_i} \qquad \text{(E 8.3.2)}$$

Pereţi transversali
Tabelul E 8.3.3a

Elem	l_w (m)	t (m)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	Aria (m^2)	R_{iT} (m)	n_{elem}	$n_e R_{iT}$ (m)	$\rho_{V,i}$
T1	5.850	0.375	1.914	2.194	0.0111	2	0.0222	0.1588
T2	3.850	0.375	2.909	1.444	0.0035	2	0.0070	0.0501
T3	3.725	0.250	3.007	0.931	0.0021	4	0.0084	0.0300
T4	10.700	0.250	1.047	2.675	0.0323	1	0.0323	0.4621

$R_T = \Sigma\, n_e R_{iT} = 0.0699$ m

Pereţi longitudinali
Tabelul E 8.3.3b

Elem	l_w (m)	t (m)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	Aria (m^2)	R_{iL} (m)	n_{elem}	$n_e R_{iL}$ (m)	$\rho_{V,i}$
L1	1.450	0.375	7.724	0.544	0.0002	4	0.0008	0.0060
L2	2.400	0.375	4.667	0.900	0.0009	6	0.0054	0.0270
L3	2.525	0.250	4.436	0.631	0.0007	2	0.0014	0.0210
L4	9.650	0.250	1.161	2.413	0.0257	1	0.0257	0.7720

$R_L = \Sigma\, n_e R_{iL} = 0.0333$ m

E.8.3.5.1.2. Calculul poziţiei centrului de rigiditate

Deoarece structura este simetrică în plan faţă de ambele axe principale, centrul de greutate se află în centrul geometric al planşeului.
Faţă de sistemul de axe din figura E 8.3.1. coordonatele centrului de rigiditate sunt:

- $x_R = 8.35\ m$
- $y_R = 5.35\ m$

E.8.3.5.1.3. Calculul momentului de inerţie de torsiune

Momentul de inerţie de torsiune s-a calculat cu relaţia

$$J = \sum[R_{iT}(x_{CR} - x_i)^2 + R_{iL}(y_{CR} - y_i)^2] \qquad \text{(E 8.3.3)}$$

Calculul este dezvoltat în tabelul E 8.3.4

Tabelul E 8.3.4

	$\lvert x_{CR}-x_i\rvert$	$\lvert x_{CR}-x_i\rvert^2$	n_e	R_{iT}	$\lvert x_{CR}-x_i\rvert^2 \times n_e \times R_{it}$		$\lvert y_{CR}-y_i\rvert$	$\lvert v_{CR}-y_i\rvert^2$	n_e	R_{iL}	$\lvert y_{CR}-y_i\rvert^2 \times n_e \times R_{it}$
T1	8.1625	66.626	2	0.0111	1.4790	**L1**	5.1625	26.651	4	0.0002	0.0213
T2	8.1625	66.626	2	0.0035	0.4664	**L2**	5.1625	26.651	6	0.0009	0.1439
T3	4.20	17.640	4	0.0021	0.1482	**L3**	0.00	0.00	2	0.0007	0.00
T4	0.00	0.00	0.00	0.0323	0.00	**L4**	0.00	0.00	1	0.0257	0.00
Σ					**2.0936**	**Σ**					**0.1652**

$$J = 2.0936 + 0.1652 = 2.259\ m^3$$

E.8.3.5.1.4. Repartizarea forţei tăietoare de bază între pereţii structurali

E.8.3.5.1.4.1. Calculul excentricităţii structurale şi al excentricităţii accidentale

Aceste excentricităţi determină momentul de răsucire de ansamblu a structurii şi în consecinţă valorile componentelor respective ale deplasărilor laterale

- **Excentricitatea structurală**
  Deoarece centrul de rigiditate coincide cu centrul de greutate al planşeului excentricitatea structurală este nulă pentru ambele direcţii
  $e_{0x} = e_{0y} = 0.00$ m
- **Excentricitatea accidentală** (torsiunea acidentală)
  S-a calculat cu relaţia (4.1) din Cod

  $e_{0x} = \pm 0.05 \times 16.70 = \pm 0.835$ m
  $e_{0y} = \pm 0.05 \times 10.70 = \pm 0.535$ m
- **Excentricitatea totală**
  Este egală cu excentricitatea accidentală
- **Momentele de torsiune de ansamblu**
  Pentru acţiunea seismică paralelă cu axa "y"

$M_{tx} = \pm 0.835\ F_b$

Pentru acţiunea seismică paralelă cu axa "x"

$M_{ty} = \pm 0.535\ F_b$

Valorile excentricităţilor şi momentelor de răsucire sunt date în tabelul E 8.3.5

Tabelul E 8.3.5

F_b	e_a	M_t
(tone)	(m)	(tm)
120.0	± 0.835	±100.2
	± 0.535	±64.2

E.8.3.5.1.4.2. Repartizarea forţei tăietoare

Valorile componentelor din mişcarea de translaţie (F_{iT}) sunt proporţionale cu factorii ρ.
Valorile componentelor din torsiunea de ansamblul se calculează cu relaţia

$$\Delta F_{iT} = (x_{CR} - x_i) \times R_i(T) \times \xi \qquad \text{(E 8.3.4a)}$$

unde

$$\xi = \frac{M_t}{KJ_R} \qquad \text{(E 8.3.4b)}$$

Transversal

$\xi = \frac{M_t}{KJ_R} = \frac{100.2}{4.8515} = 20.65 t/m^2$ (valoarea maximă din tabelul E 8.3.5)

Transversal

Tabelul E 8.3.6a

Elem	n_e	ρ	F_{lT}	R_{iT}	$\lvert x_{CR}-x_i \rvert$	$R_{iT}\lvert x_{CR}-x_i \rvert$	ΔF_{it}	F_{iT}(tot)	Spor torsiune
			tone	m	m	m^2	tone	tone	
T1	2	0.1588	19.06	0.0111	8.1625	0.091	1.88	20.94	+10%
T2	2	0.0501	6.01	0.0035	8.1625	0.029	0.60	6.61	+10%
T3	4	0.0300	3.60	0.0021	4.200	0.009	0.18	3.78	+5%
T4	1	0.4621	55.45	0.0323	0.00	0.00	0.00	55.45	----

Longitudinal

Tabelul E 8.3.6b

Elem	n_e	ρ	F_{lL}
			tone
L1	4	0.0060	0.72
L2	6	0.0270	3.24
L3	2	0.0210	2.52
L4	1	0.7720	92.64

Momentul de răsturnare la bază ($M_{E,b}$) se calculează cu relaţia

$$M_{E,b} = \sum_1^4 F_i z_i \qquad \text{(E 8.3.5)}$$

unde forţele seismice de nivel F_i care acţionează la planşeul de la cota z_i se calculează cu relaţia (4.5) din Cod.
Admiţând deformata liniară pe înălţimea clădirii rezultă formula

$$M_{E,b} = \frac{3}{4} F_b \times H_{tot} = 8.4 F_b \qquad \text{(E 8.3.5a)}$$

în care înălţimea totală a clădirii este $H_{tot} = 4 \times 2.80 = 11.20$ m

A rezultat valoarea

$M_b = 8.4 \times 120.0 = 1008.0$ tm

E.8.3.5.2. Metoda consolelor legate la toate nivelurile prin planşeu (legături articulate)

Modelul de calcul ţine seama de legăturile între pereţi (console) care sunt realizate la fiecare nivel prin planşeele rigide în planul lor. În acest caz distribuţia forţei tăietoare între pereţii structurali rezultă din condiţia de compatibilitate a deplasărilor laterale ale pereţilor la nivelul fiecărui planşeu. Este neglijat efectul riglelor de cuplare între montanţi şi legăturile între pereţi au fost modelate ca biele comprimate, articulate la ambele extremităţi.
Pereţii au fost modelaţi ca bare elastice cu secţiune dreptunghiulară (cu valorile respective ale ariei, ale ariei de forfecare şi ale momentului de inerţie) încastrate în secţiunea de la cota ± 0.00.
Cu acest model (figura E 8.3.3), din condiţia de egalitate a deplasărilor de translaţie, s-au calculat eforturile secţionale (forţă tăietoare şi moment încovoietor) în fiecare perete folosind un program de calcul pentru cadre plane..
Deoarece componentele deplasărilor totale care provin din răsucirea de ansamblu depind numai de geometria structurii şi de proprietăţile geometrice ale pereţilor, valorile acestora au fost considerate proporţionale cu cele obţinute prin metoda consolelor independente.

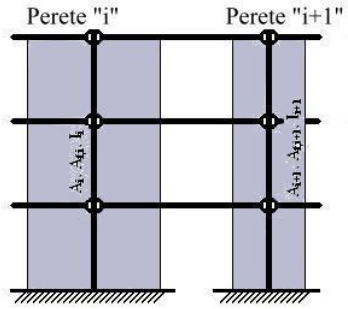


Figura E 8.3.3.Schema de calcul pentru metoda consolelor legate cu biele articulate

Valorile de proiectare pentru fiecare perete ale forţei tăietoare şi ale momentului încovoietor, sunt date în tabelele E 8.3.7 (pentru pereţii transversali valorile includ sporurile din efectul de torsiune din tabelul E 8.3.6a).

Transversal (inclusiv efectul torsiunii de ansamblu)

Tabelul E 8.3.7a

Perete	n_e	Parter		Et.1	
		V_E	V_E/M_E	V_E	V_E/M_E
T1	2	21.82	0.125	19.64	0.173
T2	2	10.88	0.170	6.96	0.204
T3	4	6.00	0.166	3.84	0.202
T4	1	30.6	0.083	38.19	0.135
	Σ	**120**		**106.75**	

Longitudinal (efectul torsiunii de ansamblu este neglijabil)

Tabelul E 8.3.7b

Perete	n_e	Parter		Et.1	
		V_E	V_E/M_E	V_E	V_E/M_E
L1	4	2.30	0.242	0.77	0.241
L2	6	7.06	0.196	3.83	0.234
L3	2	6.14	0.207	2.92	0.239
L4	1	56.16	0.081	76.10	0.142
	Σ	**120**		**108**	

Din comparaţia rezultatelor obţinute cu cele două procedee rezultă următoarele:

- pentru pereţii cu lungime comparabilă cu înălţimea etajului - pereţii T1, T2, T3 în acest exemplu- valorile sunt aproximativ egale
- pentru pereţii cu lungime mare (circa de trei ori înălţimea etajului) - peretele T4, în acest exemplu- procedeul cu console legate la vârf se depărtează mult de rezultatul obţinut prin procedeul cu consolele legate la fiecare nivel. Se remarcă faptul că pentru acest model de calcul, peretele "critic" este cel de la etajul 1 unde forţa tăietoare are valoarea maximă. Dimensionarea la acest nivel trebuie să ţină seama şi de reducerea forţei axiale.

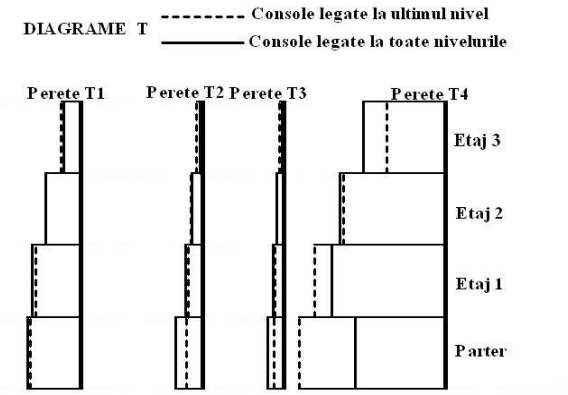


Figura E 8.3.4 Comparaţia fortelor tăietoare obţinute cu cele două modele

Ca atare, pentru verificarea siguranţei structurii se vor folosi, în continuare, valorile obţinute prin metoda consolelor legate la fiecare nivel.

E.8.3.6. Încărcări verticale pe pereții structurali

E.8.3.6.1. Încărcări din planşeu (greutatea proprie şi încărcarea de exploatare)

Se calculează ca forţe uniform distribuite pe perete corespunzătoare ariilor aferente de planşeu.

I. S-au determinat reacţiunile planşeelor pe fiecare linie de pereţi (p_1 şi p_2) cu relaţiile

$$p_1 = \frac{q_{tot} l_1}{4} \qquad p_2 = p_1\left(2 - \frac{l_1}{l_2}\right) \tag{E 8.3.6}$$

unde s-au notat l_1 şi l_2 latura scurtă şi respectiv latura lungă a plăcii respective.

II. Pentru fiecare zonă de pereţi (**E1÷E5** din figura E 8.3.5) s-a calculat forţa axială dată de planşeu prin înmulţirea reacţiunii pe unitatea de lungime (p_1/p_2) cu lungimea zonei aferente (care include câte 1/2 din lăţimea fiecărui gol adiacent plinului de zidărie).

Tabelul E 8.3.8

Ax	Perete	q_{pl} (tone/m)	Ax	Perete	q_{pl} (tone)
Ax 1&5	1A-1B	0.74	Ax A	A1-A2 A4-A5	0.59
	1B-1C	0.74		A2-A3 A3-A4	0.64
Ax2&$	2A-2B	1.50	Ax B	B1-B2 B4-B5	1.19
	2B-2C	1.50		B2-B3 B3-B4	128
Ax3	3A-3B	1.52	Ax C	Idem ax A	
	3B-3C	1.52			

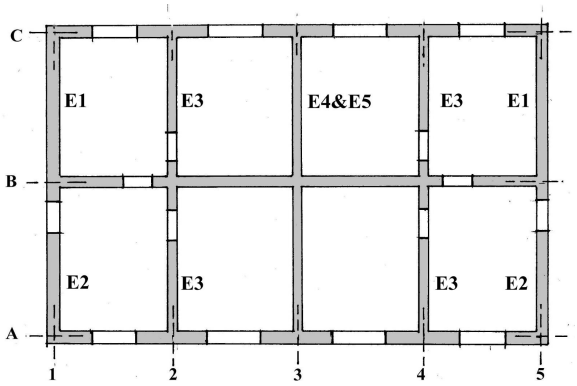


Figura E 8.3.5 Grupuri de pereţi care conlucrează

E.8.3.6.2. Încărcări totale şi eforturi unitare de compresiune pe grupuri de pereţi

Tabelul E 8.3.9

Grup	A_{zid}	$G_{zidărie}$	$G_{planşee}$	G_{total}	G_{parter}	σ_0 Parter	$G_{Et.1}$	σ_0 Etaj 1
	m^2	tone	tone	tone	tone	N/mm^2	tone	N/mm^2
E1	3.13	19.01	8.60	27.61	110.4	0.352	82.8	0.265
E2	1.85	11.45	4.10	15.55	62.2	0.336	46.7	0.252
E3	1.74	11.68	7.40	19.08	76.3	0.439	57.6	0.331
E4&E5	7.14	44.56	41.6	86.16	344.6	0.483	258.5	0.362

E.8.3.7. Calculul momentelor încovoietoare capabile ale pereţilor

E.8.3.7.1. Momente capabile pentru pereţi din zidărie nearmată - M_{Rd} (ZNA)

Momentele capabile ale pereţilor structurali din zidărie nearmată (**ZNA**) s-au calculat cu relaţiile .

- $x_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{0.85 f_d t} = 1.175 \frac{\sigma_d}{f_d} l_w = 1.175 s_d l_w$ (6.19a) din Cod
- $M_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{2}(l_w - x_{Rd}) = \frac{N_{Ed} l_w}{2}(1.0 - 1.175 s_d)$ (6.20a) din Cod

Materialele au fost alese pentru a satisface cerinţele minime din tabelul 8.2 din Cod

- rezistenţa la compresiune a zidăriei trebuie să fie cel puţin $f_k = 3.0$ N/mm^2
- din tabelul 4.2c din Codul CR6 rezultă că se pot alege elemente cu $f_b = 7.50$ N/mm^2 şi mortar M7.5 (pentru care $f_k = 3.30$ N/mm^2)
- rezistenţa de proiectare, pentru factorul de material $\gamma_M = 1.90$ este $f_d = 1.74$ N/mm^2

Calculul forţei axiale (N_{Ed}) pe secţiunea activă a peretelui:

- $N_{Ed} = \sigma_{0E} A$ (E 8.3.7)

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul Ex1.2 pentru grupul de pereţi căruia îi aparţine.

În tabelele E 8.3.12 şi E 8.3.13 s-au calculat şi valorile forţei tăietoare asociată cedării prin compresiune excentrică (V_{Edu}) folosind relaţia

$$V_{Edu} = \frac{M_{Rd}}{M_E} V_E \quad \text{(E 8.3.8)}$$

unde valorile V_E şi M_E s-a luat din tabelele E 8.3.8a,b şi E 8.3.9a,b. Forţa tăietoare V_{Edu} s-a calculat pentru secţiunile de la baza pereţilor şi pentru etajul 1, unde forţa tăietoare este maximă pentru pereţii T1 şi L1.

Transversal

Parter Tabelul E 8.3.10a

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m2	tone/m2	---	tone	m	tm
T1	0.375	5.850	2.194	0.352	0.202	77.2	1.389	172.1
T2	0.375	3.850	1.444	0.336	0.193	48.5	0.874	72.2
T3	0.250	3.725	0.745	0.439	0.255	32.7	1.116	42.7
T4	0.250	10.700	2.675	0.483	0.278	129.2	3.494	465.5

Etaj 1 Tabelul E 8.3.10b

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m2	tone/m2	---	tone	m	tm
T1	0.375	5.850	2.194	0.265	0.152	58.1	1.045	139.5
T2	0.375	3.850	1.444	0.252	0.145	36.4	0.656	58.1
T3	0.250	3.725	0.745	0.331	0.190	24.7	0.831	35.7
T4	0.250	10.700	2.675	0.362	0.208	96.8	2.619	391.1

Longitudinal

Parter Tabelul E 8.3.11a

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m2	tone/m2	---	tone	m	tm
Long1	0.375	1.450	0.544	0.336	0.193	18.3	0.330	10.2
Long2	0.375	2.400	0.900	0.439	0.252	39.5	0.712	33.4
Long3	0.250	2.525	0.631	0.352	0.202	22.2	0.600	21.4
Long4	0.250	9.650	2.412	0.483	0.278	116.5	3.151	378.6

Etaj 1 Tabelul E 8.3.11b

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m2	tone/m2	---	tone	m	tm
Long1	0.375	1.450	0.544	0.252	0.145	13.7	0.247	8.2
Long2	0.375	2.400	0.900	0.331	0.190	29.8	0.537	27.8
Long3	0.250	2.525	0.631	0.265	0.152	16.7	0.451	17.3
Long4	0.250	9.650	2.412	0.362	0.208	87.3	2.361	318.2

Momente capabile corespunzătoare armăturii stâlpişorilor

Poziţionarea stâlpişorilor este dată în figura E 8.3.6.

Rezistenţa de proiectare la încovoiere dată de armăturile longitudinale din stâlpişori - $M_{Rd}(A_s)$ se calculează conform CR 6.

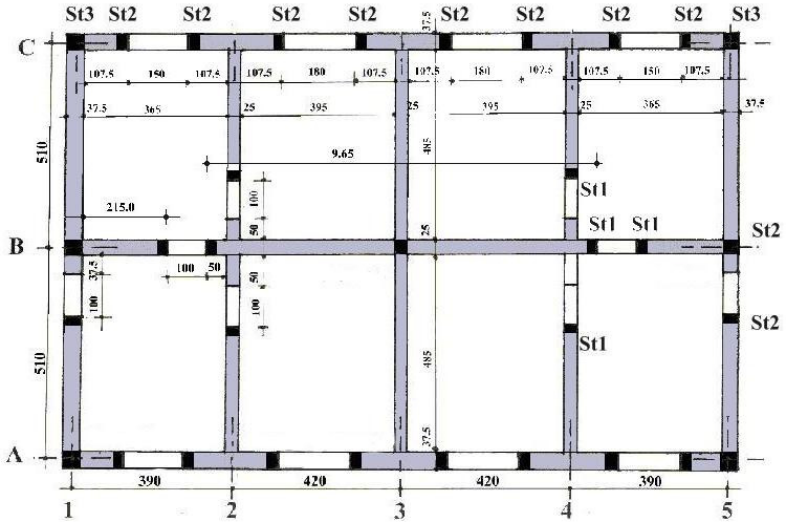


Figura E 8.3.6. Poziţionarea stâlpişorilor pentru structura cu zidărie confinată

Armarea stâlpişorilor s-a luat astfel:

- St1 → 4Φ16 - f_{yd} = 300 N/mm^2 (PC52) → A_s = 8.04 cm^2
- St2 → 6Φ14 - f_{yd} = 300 N/mm^2 (PC52) → A_s = 9.24 cm^2
- St3 → 8Φ14 - f_{yd} = 300 N/mm^2 (PC52) → A_s = 12.32 cm^2

În modelul de calcul se introduc pereţii strucurali cu secţiune dreptunghiulară (se neglijează efectul tălpilor). Stâlpişorii St2f nu există în proiect dar au fost introduşi în modelul de calcul având în vedere prevederea din Codul P100-1/ 8.5.4.2.1 referitoare la stâlpişorii de la intersecţiile de pereţi. Pentru calculul momentului capabil armarea lor se va considera egală cu:

- armătura stâlpişorului de la extremitatea opusă a peretelui (St1) pentru axele 2 şi 4.
- 50% din suma armăturilor St2 din peretele L2 → 14.8 cm^2 pentru axul 3

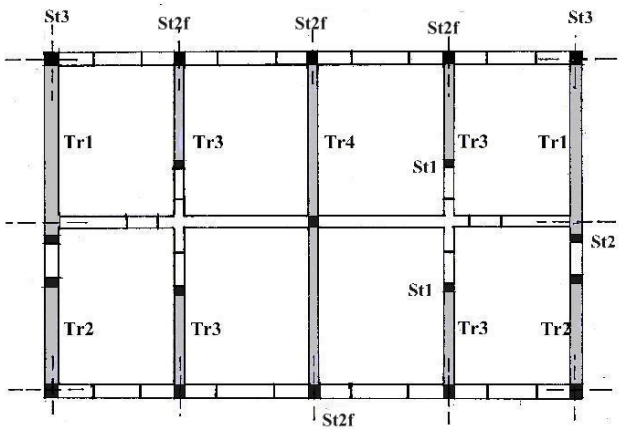


Figura E 8.3.7a

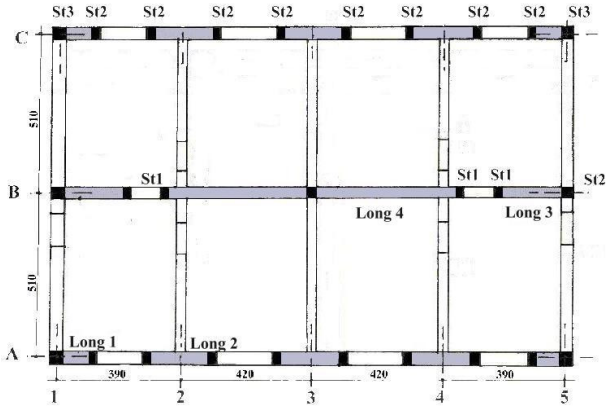


Figura E 8.3.7b

Transversal

Parter Tabelul E 8.3.12a

Perete	A_{st}	l_s	$M_{Rd}(A_s)$	M_{Rd} (ZNA)	M_{Rd} (ZC)	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	cm^2	m	tm	tm	tm	m^{-1}	tone
T1	9.24	5.538	153.5	172.1	325.6	0.125	40.7
T2	9.24	3.538	98.1	72.2	170.3	0.170	29.0
T3	8.04	3.413	82.3	42.7	125.0	0.166	20.8
T4	9.24	10.325	286.2	465.5	751.7	0.083	62.4

Etaj 1 Tabelul E 8.3.12b

Perete	A_{st}	l_s	$M_{Rd}(A_s)$	M_{Rd} (ZNA)	M_{Rd} (ZC)	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	cm^2	m	tm	tm	tm	m^{-1}	tone
T1	9.24	5.538	153.5	139.5	293.0	0.173	50.7
T2	9.24	3.538	98.1	58.1	156.2	0.204	31.9
T3	8.04	3.413	82.3	35.7	118.0	0.202	23.8
T4	9.24	10.325	286.2	391.1	677.3	0.135	91.4

Longitudinal

Parter Tabelul E 8.3.13a

Perete	A_{st}	l_s	$M_{Rd}(A_s)$	M_{Rd} (ZNA)	M_{Rd} (ZC)	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	cm^2	m	tm	tm	tm	m^{-1}	tone
Long1	9.24	1.138	31.5	10.2	41.7	0.242	10.1
Long2	9.24	2.150	59.6	33.4	93.0	0.196	18.2
Long3	8.04	2.213	53.4	21.4	74.8	0.207	15.5
Long4	8.04	9.400	226.7	378.6	605.3	0.081	49.0

Etaj 1 Tabelul E 8.3.13b.

Perete	A_{st}	l_s	$M_{Rd}(A_s)$	M_{Rd} (ZNA)	M_{Rd} (ZC)	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	cm^2	m	tm	tm	tm	m^{-1}	tone
Long1	9.24	1.138	31.5	8.2	39.7	0.241	9.6
Long2	9.24	2.150	59.6	27.8	87.4	0.234	20.5
Long3	8.04	2.213	53.4	17.3	70.7	0.239	16.9
Long4	8.04	9.400	226.7	318.2	544.9	0.142	77.4

E.8.3.8. Verificarea siguranței la compresiune+încovoiere

Condiţia de siguranţă la compresiune + încovoiere, conform CR6 pentru toate elementele este

$$M_{Rd} \geq M_{Eb} \qquad \text{(E 8.3.10)}$$

Comparaţia valorilor respective (cerinţe-M_{Eb}/capacităţi-M_{Rd}) este arătată în tabelul E 8.3.14.

Tabelul E 8.3.14.

Elem.	n_e	Parter		Etaj 1		Elem.	n_e	Parter		Etaj 1	
		M_{Rd}	M_{Eb}	M_{Rd}	M_{Eb}			M_{Rd}	M_{Eb}	M_{Rd}	M_{Eb}
		tm	tm	tm	tm			tm	tm	tm	tm
T1	2	325.6	174.6	293.0	113.5	**L1**	4	41.7	9.50	39.7	3.2
T2	2	170.3	64.0	156.2	34.1	**L2**	6	93.0	36.0	87.4	16.4
T3	4	125.0	36.1	118.0	19.0	**L3**	2	74.8	29.7	70.7	12.2
T4	1	751.7	368.7	677.3	282.9	**L4**	1	605.3	692.8	544.9	536.0
Σ		**2243.5**	**990.0**	**2047.7**	**654.0**			**1480.0**	**1006.0**	**1369.5**	**671.0**

Concluzie:

Rezistenţa structurii la compresiune + încovoiere este satisfacută pentru ansamblul clădirii pe ambele direcţii.

Pe direcţie longitudinală, la parter, peretele L4 are rezistenţă insuficientă (M_{Rd} = 0.87 M_{Eb}).
Având în vedere că nerealizarea rezistenţei este mai mică decât 20% din M_{Eb} se poate accepta că diferenţa este acoperită prin redistribuirea suprarezistenţei totale (ΣM_{Rd} = 1.47ΣM_{Eb})

E.8.3.9. Calculul rezistențelor de proiectare la forță tăietoare ale pereților structurali

E.8.3.9.1. Mecanismul de cedare prin lunecare în rost orizontal

Rezistenţa de proiectare la lunecare în rost orizontal a pereţilor din zidărie confinată, $\mathbf{V_{Rd}}$, se calculează prin însumarea:

- rezistenţei de proiectare la lunecare în rost orizontal a panoului din zidărie simplă corectată pentru a ţine seama de efectul elementelor de confinare ($\mathbf{V_{Rd1}}^*$),
- rezistenţei de proiectare la forfecare corespunzătoare armăturii din stâlpişorul de la extremitatea comprimată a peretelui ($\mathbf{V_{Rd2}}$)
- rezistenţei de proiectare la forfecare a stâlpişorului comprimat (V_{Rsc}).

$$V_{Rd} = V_{Rd1}^* + V_{Rd2} + V_{Rsc} \qquad \text{(E 8.3.11)}$$

Calculul rezistenţei corectate V_{Rdl}^{*} s-a făcut cu relaţia

$$V_{Rd,i}^{*} = \frac{1}{\gamma_M} f_{vk0} t l_{ad} + 0.4 N_{Ed}^{*} \qquad \text{(E 8.3.12)}$$

în care forţa axială corectată N_{Ed}^{*} s-a calculat cu relaţia

$$N_{Ed}^{*} = N_{Ed} + 0.8 V_{Ed} \frac{h_p}{l_p} \qquad \text{(E 8.3.13)}$$

Rezistenţa la forţă tăietoare a armăturii din stâlpişorul comprimat s-a calculat conform CR6, , în care pentru armătura longitudinală din bare Φ 14 f_{yd} = 300 N/mm^2 şi etrieri Φ8 f_{yd} = 210 N/mm^2 s-a luat λ_c = 0.25 (tabelul 6.3 din CR 6)

A rezultat:

St1 → 4Φ16 f_{yd} = 300 N/mm^2 + etrieri Φ8 f_{yd} = 210 N/mm^2 → λ_c = 0.200

V_{Rd2} (St1) = 0.20 $A_{sc} f_{yd}$ = 0.20 × 8.04 × 3000 = 4824 kg ≅ 4.8 tone

St2 → 6Φ14 f_{yd} = 300 N/mm^2 + etrieri Φ8 f_{yd} = 210 N/mm^2 → λ_c = 0.250

V_{Rd2} (St2) = 0.25 $A_{sc} f_{yd}$ = 0.25 × 9.24 × 3000 = 6930 kg ≅ 6.9 tone

Rezistenţa de proiectare la forfecare a betonului din stâlpişorul comprimat s-a calculat cu relaţia

St1 → $V_{Rsc} = A_{bsc} \times f_{cvd}$ = 0.25 × 0.25 × 13.5 = 0.85 tone
St2 → $V_{Rsc} = A_{bsc} \times f_{cvd}$ = 0.25 × 0.375 × 13.5 = 1.30 tone

unde notaţiile sunt următoarele

- A_{bsc} - aria betonului din stâlpişorul de la extremitatea comprimată
- f_{cvd} rezistenţa unitară de proiectare a betonului din stâlpişorul comprimat (CR 6 tabelul 3.3)

Prin urmare rezistenţa la forfecare a stâlpişorului comprimat este

V_{Rstc} (St1) = V_{Rd2} + V_{bsc} = 4.8 + 0.85 = 5.65 tone
V_{Rstc} (St2) = V_{Rd2} + V_{bsc} = 6.9 + 1.30 = 8.20 tone

Calculele sunt dezvoltate în tabelele E 8.3.15a,b şi E 8.3.16a,b.

Transversal

Parter Tabelul E 8.3.15a

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^{*}	l_w	l_{ad}	V(μ)	V_{ad}	V_{Rdl}^{*}	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	tone	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
T1	21.82	77.2	85.6	5.850	0.00	34.24	0.00	34.24	8.20	42.44
T2	10.88	48.5	54.8	3.850	0.00	21.93	0.00	21.93	8.20	30.13
T3	6.00	32.7	36.3	3.725	0.00	14.52	0.00	14.52	5.65	20.17
T4	30.6	129.2	135.6	10.700	0.00	54.24	0.00	54.24	5.65	59.89

Total 285.7 tone

Etaj 1 Tabelul E 8.3.15b

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^*	l_w	l_{ad}	V(μ)	V_{ad}	V_{Rdl}^*	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	t	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
T1	19.64	58.1	65.6	5.850	0.00	26.24	0.00	26.24	8.20	34.44
T2	6.96	36.4	40.4	3.850	0.00	16.16	0.00	16.16	8.20	24.36
T3	3.84	24.7	27.0	3.725	0.00	10.8	0.00	10.8	5.65	16.45
T4	38.19	96.8	104.8	10.700	0.00	41.92	0.00	41.92	5.65	47.57

Total 231.0 tone

Longitudinal

Parter Tabelul E 8.3.16a

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^*	l_w	l_{ad}	V(μ)	V_{ad}	V_{Rdl}^*	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	tone	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
L1	2.30	18.3	21.55	1.450	0.00	8.62	0.00	8.62	8.20	16.82
L2	7.06	39.5	46.09	2.400	0.00	18.44	0.00	18.44	8.20	26.64
L3	6.14	22.2	27.64	2.525	0.00	11.06	0.00	11.06	5.65	16.71
L4	56.16	116.5	129.54	9.650	0.00	51.82	0.00	51.82	5.65	57.47

Total 318.0 tone

Etaj 1 Tabelul E 8.3.16b

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^*	l_w	l_{ad}	V(μ)	V_{ad}	V_{Rdl}^*	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	t	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
L1	0.77	13.7	14.89	1.450	0.00	5.96	0.00	5.96	8.20	14.16
L2	3.83	29.8	33.37	2.400	0.00	13.35	0.00	13.35	8.20	21.55
L3	2.92	16.7	19.29	2.525	0.00	7.72	0.00	7.72	5.65	13.37
L4	76.10	87.3	104.96	9.650	0.00	41.98	0.00	41.98	5.65	47.63

Total 260.3 tone

E.8.3.9.2. Mecanismul de cedare pe secţiune înclinată

Rezistenţa de proiectare la cedare pe secţiune înclinată a pereţilor din zidărie confinată, $\mathbf{V_{Rdi}}$, se calculează prin însumarea:

- rezistenţei de proiectare la cedare pe secţiune înclinată a panoului din zidărie simplă corectată pentru a ţine seama de efectul interacţiunii cu elementele de confinare ($\mathbf{V_{Rdi}^*}$),
- rezistenţei de proiectare la forfecare corespunzătoare armăturii din stâlpişorul de la extremitatea comprimată a peretelui ($\mathbf{V_{Rd2}}$)
- rezistenţei de proiectare la forfecare a stâlpişorului comprimat (V_{Rsc}).

$$V_{Rdi} = V_{Rdi}^* + V_{Rd2} + V_{Rsc} \qquad \text{(E 8.3.14)}$$

Valorile V_{Rd2} şi V_{Rsc} sunt identice celor determinate pentru mecanismul de cedare prin lunecare în rostul orizontal.

Rezistenţa caracteristică la întindere a elementelor pentru zidărie din argilă arsă s-a luat conform relaţiei

$$f_{bt} = 0.035 f_b = 0.035 \times 7.5 = 0.263 N / mm^2$$

Rezistenţa unitară caracteristică de cedare pe secţiuni înclinate s-a calculat cu relaţia

$$f_{vk,i} = 0.22 f_{bt} \sqrt{1 + 5 \frac{\sigma_d^*}{f_{bt}}} = 0.058 \sqrt{1 + 19.0 \sigma_d^*}$$

Rezistenţa de proiectare la cedare pe secţiune înclinată se calculează cu relaţia

$$V_{Rd,i} = \frac{A_w}{b} \times \frac{f_{vk,i}}{\gamma_M} = \frac{A_w}{b} \times f_{vd,i}$$

Valorile V_{Rdi}^* şi valorile rezistenţelor pereţilor de zidărie confinată la cedare pe secţiune înclinată sunt date în tabelele E 8.3.17a,b şi E 8.3.18a,b.

Transversal

Parter Tabelul E 8.3.17a

Elem.	Număr elem.	Aria	N_{Ed}^*	σ_d^*	$f_{vd,i}^*$	b	$V_{Rd,i}^*$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
		(m^2)	tone	N/mm^2	N/mm^2		tone	tone	tone
T1	2	2.194	85.6	0.390	0.0885	1.5	12.94	8.20	21.14
T2	2	1.444	54.8	0.380	0.0875	1.5	8.42	8.20	16.62
T3	4	0.745	36.3	0.487	0.0977	1.5	4.85	5.65	10.50
T4	1	2.675	135.6	0.507	0.0995	1.05	25.35	5.65	31.00

Total 148.5 tone

Etaj 1 Tabelul E 8.3.17b

Elem.	Număr elem.	Aria	N_{Ed}^*	σ_d^*	$f_{vd,i}^*$	b	$V_{Rd,i}^*$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
		(m^2)	tone	N/mm_2	N/mm^2	---	tone	tone	tone
T1	2	2.194	65.6	0.299	0.0789	1.5	11.54	8.20	19.74
T2	2	1.444	40.4	0.280	0.0767	1.5	7.38	8.20	15.58
T3	4	0.745	27.0	0.362	0.0845	1.5	6.30	5.65	11.95
T4	1	2.675	104.8	0.392	0.0887	1.05	22.60	5.65	28.25

Total 146.7 tone

Longitudinal

Parter Tabelul E 8.3.18a

Elem.	Număr elem.	Aria	N_{Ed}^*	σ_d^*	$f_{vd,i}^*$	b	$V_{Rd,i}^*$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
		(m^2)	tone	N/mm_2	N/mm^2		tone	tone	tone
L1	4.	0.544	21.55	0.396	0.0891	1.5	3.23	8.20	11.43
L2	6	0.900	46.09	0.512	0.1000	1.5	6.00	8.20	14.20
L3	2	0.631	27.64	0.438	0.0932	1.5	3.92	5.65	9.57
L4	1	2.412	129.5	0.537	0.1022	1.16	21.25	5.65	26.90

Total 177.0 tone

Etaj 1 Tabelul E 8.3.18b

Elem.	Număr elem.	Aria	N_{Ed}^*	σ_d^*	$f_{vd,i}^*$	b	$V_{Rd,i}^*$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
		(m^2)	tone	N/mm_2	N/mm^2		tone	tone	tone
L1	4	0.544	14.89	0.274	0.0760	1.5	2.76	8.20	10.96
L2	6	0.900	33.37	0.371	0.0866	1.5	5.20	8.20	13.40
L3	2	0.631	19.29	0.306	0.0797	1.5	3.35	5.65	9.00
L4	1	2.412	104.96	0.435	0.0929	1.16	19.31	5.65	24.96

Total 167.2 tone

E.8.3.9.3. Forţa tăietoare asociată armării în rosturile de aşezare

Forţa tăietoare preluată de armăturile din rosturile orizontale se calculează cu relaţia:

$$V_{Rd3} = 0.8 l_w \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \qquad \text{(E 8.3.15)}$$

În cazul zidăriilor cu cărămizi pline armarea va fi 2Φ6 mm f_{yd} = 300 N/mm^2 (A_{sw} = 56.5 mm^2) la trei asize s = 3 × 75 = 225 mm < 400 mm (distanţa maximă admisă pe verticală între bare) ⇒ V_{Rd3} (tone) = 6.03 × l_w (m).

Transversal

Parter Tabel E 8.3.19a

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	$\frac{2\Phi6/225}{V_{Rd3}}$	V_{Rd} (ZC+AR)
	tone	tone	m	tone	tone
T1	42.44	21.14	5.850	35.25	56.39
T2	30.13	16.62	3.850	23.20	39.82
T3	20.17	10.50	3.725	22.50	33.00
T4	59.89	31.00	10.700	64.50	95.50
Σ					**419.9**

Etaj 1 Tabel E 8.3.19b

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR
	tone	tone	m	tone	tone
T1	34.44	19.74	5.850	35.25	54.99
T2	24.36	15.58	3.850	23.20	38.78
T3	16.45	11.95	3.725	22.50	34.45
T4	47.57	28.25	10.700	64.50	92.75
Σ					**418.1**

Longitudinal

Parter Tabelul E 8.3.20a

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR
	tone	tone	m	tone	tone
L1	16.82	11.43	1.450	8.74	20.17
L2	26.64	14.20	2.400	14.47	28.67
L3	16.71	9.57	2.525	15.23	24.8
L4	57.47	26.90	9.650	58.19	85.09
Σ					**387.4**

Etaj 1 Tabelul E 8.3.20b

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR
	tone	tone	m	tone	tone
L1	14.16	10.96	1.450	8.74	19.7
L2	21.55	13.40	2.400	14.47	27.87
L3	13.37	9.00	2.525	15.23	24.23
L4	47.63	24.96	9.650	58.19	83.15
Σ					**377.6**

E.8.3.10. Siguranța la forță tăietoare

Condiţia de siguranţă la forţă tăietoare, conform CR6 este

$$V_{Rd} \geq 1.25 V_{Edu} \qquad \text{(E 8.3.16)}$$

unde V_{Edu} este calculat conform art. E8.3.4.4 din acest exemplu

Comparaţia valorilor respective este dată în tabelele E 8.3.21a,b.

Parter Tabelul E 8.3.21a.

Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)	Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)
T1	56.39	40.7	50.9	**L1**	20.17	10.1	12.6
T2	39.82	29.0	36.3	**L2**	28.67	18.2	22.8
T3	33.00	20.8	26.0	**L3**	24.8	15.5	19.4
T4	95.50	62.4	78.0	**L4**	85.09	49.0	61.3
Σ	**419.9**		**356.9**		**387.4**		**287.3**

Etaj 1 Tabelul E 8.3.21b

Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)	Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)
T1	54.99	50.7	63.3	**L1**	19.7	9.6	12.0
T2	38.78	31.9	39.9	**L2**	27.87	20.5	25.6
T3	34.45	23.8	30.3	**L3**	24.23	16.9	21.1
T4	92.75	91.4	114.1	**L4**	83.15	77.4	96.8
Σ	**418.1**		441.7		**377.6**		340.6

Concluzie:

*La etajul 1 siguranţa la forţă tăietoare **nu este satisfăcută** pe direcţie transversală pentru ansamblul clădirii şi pentru pereţii din casetele poşate.*

E.8.3.11. Posibilitate de corectare

Pentru pereţii care nu satisfac cerinţa de rezistenţă la forţă tăietoare se armează rosturile orizontale cu 2Φ8/22.5 cm din oţel cu f_{ysd} = 300.0 N/mm^2. Valorile V_{Rd3} şi V_{Rd}(ZC+AR) modificate sunt date în tabelul E 8.3.22.

Tabelul E 8.3.22

Elem.	$V_{Rd,l}$	$V_{Rd,i}$	l_w	V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR)
	tone	tone	m	tone	tone
T1	34.44	19.74	5.850	62.28	82.02
T2	24.36	15.58	3.850	41.0	56.58
T3	16.45	11.95	3.725	39.8	51.75
T4	47.57	28.25	10.700	114.0	142.25
Σ					**626.45**

Cu valorile V_{Rd3} sporite condiţia de siguranţă la forţă tăietoare pentru pereţii de la etajul 1 este satisfăcută aşa cum rezultă din tabelul E 8.3.23.

Tabelul E 8.3.23

Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)	Elem.	V_{Rd} (ZC+AR)	V_{Edu} (tm)	$1.25V_{Edu}$ (tm)
T1	82.02	50.7	63.3	**L1**	19.7	9.6	12.0
T2	56.58	31.9	39.9	**L2**	27.87	20.5	25.6
T3	51.75	23.8	30.3	**L3**	24.23	16.9	21.1
T4	142.25	91.4	114.1	**L4**	127.8	77.4	96.8
Σ	**626.45**		**441.7**		**422.3**		**340.6**

E 8.4. Clădire tip „Vilă” P+2E cu pereți structurli de zidărie confinată (ZC) cu elemente BCA

E 8.4.1. Descriere generală

- Înălţime P+2E
- Pereţi exteriori t = 35 cm (axaţi 20 cm/exterior şi 15 cm/interior)
- Pereţi interiori t = 30 cm (axaţi)
- Dimensiunile clădirii în plan 10.40 x 10.40 m
- Aria clădirii în plan (pe nivel) $A_{pl} = 10.40 \times 10.40 = 108.16$ m^2
- Sistem structural *celular*
- Înălţimea etajului $h_{et} = 3.00$ m $H_{tot} = 3 \times 3.00 = 9.00$ m
- Amplasament:
  - Zona seismică $a_g = 0.20$ g → Sistem structural ***Zidărie confinată şi armată în rosturi*** **(ZC+AR) -** a se vedea tabelul 8.9 din Cod

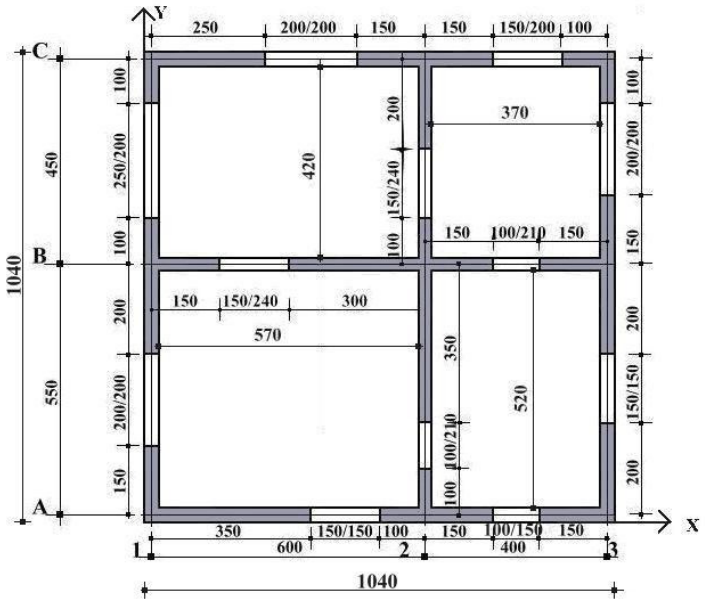


Figura E 8.4.1 Planul nivelului şi sistemul de coordonate de referinţă

E 8.4.2. Calculul greutăţii proprii

E 8.4.2.1 Calculul greutăţii etajului

- Aria planşeelor $A_{pl} = 88.36$ m^2
- Aria zidăriei în plan $A_{zid} = 19.8$ m^2

E 8.4.2.2. Calculul ariei zidăriei în elevaţie (pe înălţimea unui nivel)

- Zidărie cu grosimea t = 35 cm

- Ax A → 10.40x3.00 - 1.50x1.50 - 1.00x1.00 = 27.95 m^2
- Ax C → 10.40x3.00 - 2.00x2.00 - 1.50x2.00 = 24.20 m^2
- Ax 1 → (10.40-0.70)x3.00 - 2.00x2.00 - 2.50x2.00 = 20.10 m^2
- Ax 3 → (10.40-0.70)x3.00 - 1.50x1.50 - 2.00x2.00 = 22.85 m^2

  Total = 95.10 m^2

- Zidărie cu grosimea t = 30 cm
  - Ax B → (10.40 -0.70) x3.00 - 1.50x2.40 - 1.00x2.10 = 23.40 m^2
  - Ax 2 → (10.40-1.00)x3.00 - 1.00x2.10 - 1.50x2.40 = 22.50 m^2

    Total = 45.90 m^2

E 8.4.2.3. Calculul greutăţii zidăriei pe nivel

iv. Elemente din BCA cu rezistenţa caracteristică la compresiune f_b = 5.0 N/mm^2

v. Densitatea de proiectare (care ţine seama de umiditatea medie în exploatare) cu relaţia

$$\rho(kg/m^3) = 85(f_b + 2) \cong 600\,kg/m^3 \quad \text{(E 8.4.1)}$$

vi. Pentru calculul greutăţii zidăriei (elemente LD + mortar) se foloseşte schema din figura E 8.4.20 (a se vedea şi Cod CR 6)

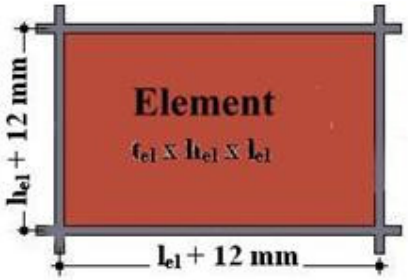


Figura E 8.4.2.Calculul greutăţii proprii a zidăriei cu elemente LD

Valorile greutăţii zidăriei sunt date în tabelele Ex. 4-1a şi E 8.4.1b.

Tabelul E 8.4.1a

Dimensiuni	UM	350 × 250 × 600	300 × 250 × 600
Volum nominal	cm^3	52500	45000
Volum element	cm^3	48980	41983
Volum mortar	cm^3	3520	3017
Greutate element + mortar	kg/buc	36.4	31.2
Greutate unitară perete netencuit	kg/m^2 perete	243.0	208.0
Greutate de proiectare perete tencuit	kg/m^2 perete	243 +80 = 323	208+80 = 288
Greutate volumetrică perete tencuit	kg/m^3	323/ 0.35 = 923	288/0.30 = 960

Tabelul E 8.4.1b

Grosime t = 35 cm			Grosime t = 30 cm			Total greutate	
A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	A_{zid}	g_{zid}	G_{zid}	ΣG_{zid}	$\Sigma G_{zid}/A_{etaj}$
m^2	t/m^2	tone	m^2	t/m^2	tone	tone	$tone/m^2$
95.10	0.323	30.7	45.90	0.288	13.2	43.9	0.406

E 8.4.2.4. Calculul greutăţii planşeului

- Aria planşeului (între pereţi)
  - A-B/1-2 → (5.50 - 0.15 - 0.15)x(6.00 - 0.15 - 0.15) = 29.64 m^2
  - A-B/2-3 → (5.50 - 0.15 - 0.15)x(4.00 - 0.15 - 0.15) = 19.24 m^2
  - B-C/1-2 → (4.50 - 0.15 - 0.15)x(6.00 - 0.15 - 0.15) = 23.94 m^2
  - B-C/2-3 → (4.50 - 0.15 - 0.15)x(4.00 - 0.15 - 0.15) = 15.54 m^2

    Total = 88.36 m^2
- Greutatea planşeului în gruparea seismică (pe 1.0 m^2)
  - placa de beton armat 16 cm grosime 400 daN/m^2
  - tencuiala la intrados 40 daN/m^2
  - pardoseala (inclusiv şapa) 120 $daN.m^2$
  - pereţi despărţitori uşori 120 daN/m^2
  - încărcare utilă (locuinţă) 0.3 x 150 daN/m^2 45 daN/m^2

    725 daN/m^2
- Greutatea planşeului

  88.36 x 725 = 64100 daN → 64.1 tone

E 8.4.2.5. Greutatea totală a nivelului

Cu valorile de mai sus greutatea clădirii pentru calculul în situaţia de proiectare seismică este dată în tabelul E 8.4.2**.**

Tabelul E 8.4.2

ΣG_{zid}	G_{pl}	$G_{tot,et}$	$G_{tot,et}/A_{etaj}$
tone	tone	tone	$tone/m^2$
43.9	64.1	108.0	1.000

E 8.4.2.6. Calculul maselor de etaj supuse acţiunii seismice

Întreaga masă a etajului (zidărie + planşeu) este considerată concentrată la nivelul planşeelor.

- Masa etajului $M_i = \frac{G_{tot,et}}{g}$

- Masa totală a clădirii $M = \frac{n_{niv} G_{tot,et}}{g}$

Pentru construcţia proiectată, greutatea totală supusă acţiunii seismice are valoarea $G_{tot} = 108.0 \times 3 = 324.0$ tone.

E 8.4.3. Calculul forţelor seismice statice echivalente

- Ordonata maximă a spectrului elastic $\beta_0 = 2.50$
- Factorul de reducere pentru $n_{niv} > 2$ $\lambda = 0.85$
- Factorul de reducere pentru fracţiunea de 8% din amortizarea critică $\eta = 0.88$
- Factorul de importanţă $\gamma_{Ie} = 1.0$
- Factorul de suprarezistenţă $\alpha_u/\alpha_1 = 1.25$ (pentru lege $\varepsilon_u >> \varepsilon_1$ comunicată de producător)
- Factorul de comportare $q = 2.50 \times 1.25 = 3.125$ (tabelele 8.9 şi 8.10 din Cod)
- Coeficientul seismic global

$$c = \gamma_{Ie} \frac{\beta_0 \times \lambda \times \eta}{q} \times \frac{a_g}{g} = 1.0 \times \frac{2.50 \times 0.85 \times 0.88}{3.125} \times 0.20 = 0.120$$

- Forţa tăietoare de bază $F_b = c \times G_{tot} = 0.120 \times 324 = 38.9$ tone

E 8.4.4. Stabilirea modelelor plane pentru calcul seismic

E 8.4.4.1. Verificarea condiţiilor de regularitate geometrică şi structurală în plan şi în elevaţie

Clădirea îndeplineşte condiţiile de regularitate geometrică şi structurală în plan şi în elevaţie pentru utilizarea calculului cu forţe seismice statice echivalente folosind două modele plane; clădirea se încadrează în tipul 1 (din tabelul 5.1 din CR6).

Cele două modele plane sunt arătate în figura E 8.4.3.

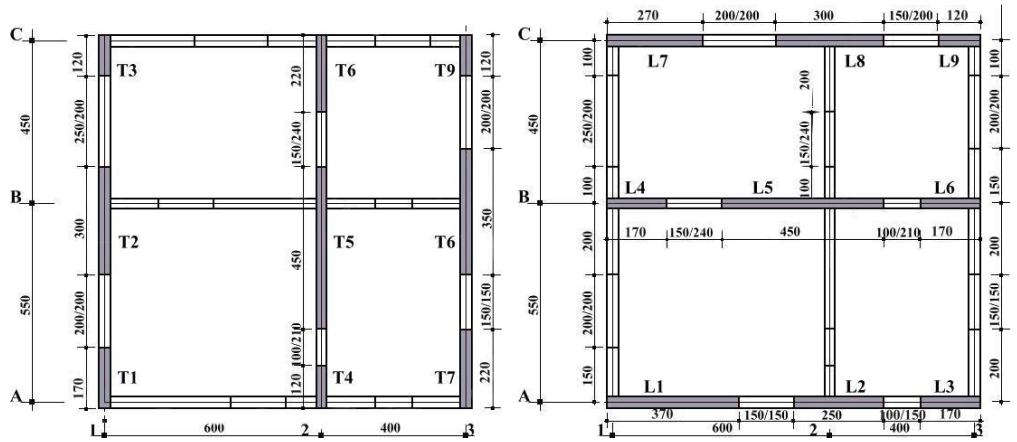


Figura E 8.4.3.Modele plane pentru calculul structurii

E 8.4.4.2. Verificarea densităţii pereţilor structurali

Transversal

- Ax 1 → (10.40 - 2.00- 2.50) × 0.35 = 2.065 m^2
- Ax 2 → (10.40 - 1.00 - 1.50) × 0.30 = 2.370 m^2
- Ax 3 → (10.40 - 1.50- 2.00) × 0.35 = 2.415 m^2

Total A_{zid} = 6.85 m^2 → p = 6.33%

Longitudinal

- Ax A → (10.40 - 1.50 - 1.00) × 0.35 = 2.765 m^2
- Ax B → (10.40 - 1.50 - 1.00) × 0.30 = 2.370 m^2
- Ax C → (10.40 - 2.00 - 1.50) × 0.35 = 2.415 m^2

Total A_{zid} = 7.55 m^2 → p = 6.98 %

Condiţiile din tabelul 8.9 sunt satisfăcute.

E 8.4.4.3 Verificarea raportului între ariilor golurilor şi ariile plinurilor de zidărie

Se verifică pentru fiecare perete raportul ρ între lungimea golurilor şi lungime plinurilor de zidărie (conform P100-1- tabelul 8.11) - verificarea se face pentru criteriile corespunzătoare amplasamentului cu a_g = 0.20g .

Transversal

- Ax 1 l_{gol} = 4.50 m l_{plin} = 5.90 m → ρ = 0.76 < 1.00
- Ax 2 l_{gol} = 2.50 m l_{plin} = 7.90 m → ρ = 0.32 < 0.35
- Ax 3 l_{gol} = 3.50 m l_{plin} = 6.90 m →ρ = 0.51 < 1.00

Longitudinal

- Ax A l_{gol} = 2.50 m l_{plin} = 7.90m → ρ = 0.32 < 1.00
- Ax B l_{gol} = 2.50 m l_{plin} = 7.90 m → ρ = 0.32 < 0.35
- Ax C l_{gol} = 3.50 m l_{plin} = 6.90 m → ρ = 0.51 < 1.00

Condiţiile din Codul P100-1 tabelul 8.11 sunt satisfăcute

E 8.4.5. Distribuția forței tăietoare de bază între pereții structurali

E 8.4.5.1. Metoda consolelor independente

Metoda consolelor independente distribuie forţa tăietoare de bază între pereţii structurali folosind criteriul egalităţii deplasărilor laterale totale (din translaţie şi din răsucirea de ansamblu) ale tuturor pereţilor, la vârful construcţiei.

Metoda este simplă şi poate fi aplicată manual dar rezultatele sale au un grad relativ ridicat de aproximare în raport cu alte metode mai exacte.

În cazul clădirilor cu pereţi structurali din zidărie nearmată aproximaţiile sunt mai reduse deoarece, prin convenţie, contribuţia riglelor de cuplare se neglijează.

E 8.4.5.1.1. Rigiditatea relativă de nivel a pereţilor structurali şi factorii de distribuţie

Deoarece toţi pereţii structurali sunt executaţi din acelaşi material s-a folosit, pentru simplificare, expresia rigidităţii geometrice (în formule s-au omis valorile modulelor de elasticitate E_z şi G_z .
În ipoteza consolelor independente rigiditatea relativă de nivel a pereţilor structurali s-a calculat cu formula

$$R_i = \frac{t}{\lambda(3+4\lambda^2)} \qquad \text{(E 8.4.2)}$$

considerând fiecare element ca o consolă cu înălţimea H = 9.0 m.

Factorii de distribuţie s-au calculat, pentru ambele direcţii, cu relaţia

$$\rho_{V,i} = \frac{R_i}{\sum R_i} \qquad \text{(E 8.4.3)}$$

⇒ Pereţi transversali

Tabelul E 8.4.3a.

Elem.	Zona	l_w (m)	t (m)	Aria (m^2)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	R_{iT}	$\rho_{V,iT}$
T1	Z1	1.70	0.35	0.595	5.294	0.00057	0.028
T2	Z2	3.00	0.35	1.050	3.00	0.00299	0.152
T3	Z3	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.025
T4	Z4	1.20	0.30	0.360	7.50	0.00043	0.021
T5	Z5	4.50	0.30	1.350	2.00	0.00789	0.400
T6	Z6	2.20	0.30	0.660	4.090	0.00104	0.052
T7	Z7	2.20	0.35	0.770	4.090	0.00122	0.061
T8	Z8	3.50	0.35	1.225	2.571	0.00462	0.236
T9	Z9	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.025

$R_T = \Sigma R_{iT} = 0.0198$ m

⇒ Pereţi longitudinali

Tabelul E 8.4.3b.

Elem.	Zona	l_w (m)	t (m)	Aria (m^2)	$\lambda = \frac{H}{l_w}$	R_{iL}	$\rho_{V,iL}$
L1	Z1	3.70	0.35	1.295	2.432	0.00539	0.243
L2	Z4	2.50	0.35	0.875	3.600	0.00177	0.079
L3	Z7	1.70	0.35	0.595	5.294	0.00057	0.025
L4	Z2	1.70	0.30	0.510	5.294	0.00049	0.021
L5	Z5	4.50	0.30	1.350	2.00	0.00789	0.355
L6	Z8	1.70	0.30	0.510	5.294	0.00049	0.021
L7	Z3	2.70	0.35	0.945	3.333	0.00221	0.100
L8	Z6	3.00	0.35	1.050	3.00	0.00299	0.134
L9	Z9	1.20	0.35	0.420	7.50	0.00051	0.022

$R_L = \Sigma R_{iL} = 0.0223$ m

E 8.4.5.1.2. Calculul poziţiei centrului de rigiditate (x_{CR},y_{CR})

Poziţia centrului de rigiditate s-a calculat cu relaţiile

$$x_R = \frac{\sum x_i R_{iT}}{\sum R_{iT}} \quad y_R = \frac{\sum y_i R_{iL}}{\sum R_{iL}} \qquad \text{(E 8.4.4)}$$

Calculele sunt detaliate în tabelul E 8.4.4:

Tabelul E 8.4.4

Elem.	x_i	$R_{iT} \times 10^2$	$x_i R_{iT} \times 10^2$	Elem.	y_i	$R_{iL} \times 10^2$	$y_i R_{iL} \times 10^2$
	(m)	(m)	(m^2)		(m)	(m)	(m^2)
T1	0.20	0.057	0.0114	L1	0.20	0.539	0.1078
T2	0.20	0.299	0.0598	L2	0.20	0.177	0.0354
T3	0.20	0.051	0.0102	L3	0.20	0.057	0.0114
T4	6.20	0.043	0.2666	L4	5.70	0.049	0.2793
T5	6.20	0.789	4.8918	L5	5.70	0.789	4.4973
T6	6.20	0.104	0.6448	L6	5.70	0.049	0.2793
T7	10.20	0.122	1.2444	L7	10.20	0.221	2.2542
T8	10.20	0.462	4.7124	L8	10.20	0.299	3.0498
T9	10.20	0.051	0.5202	L9	10.20	0.051	0.5202
Σ		**1.978**	**12.3616**	**Σ**		**2.231**	**11.0347**

Au rezultat valorile

- $x_R = 6.25\ m$ $y_R = 4.95\ m$

Poziţiile centrului maselor **(CG)** şi centrului de rigiditate **(CR)** sunt arătate în figura E 8.4.6.

E 8.4.5.1.3. Calculul momentului de inerţie de torsiune

Momentul de inerţie de torsiune s-a calculat cu relaţia

$$J = \sum[R_{iT}(x_{CR} - x_i)^2 + R_{iL}(y_{CR} - y_i)^2] \qquad \text{(E 8.4.5)}$$

Calculul este dezvoltat în tabelul E 8.4.5.

Tabelul E 8.4.5.

Elem.	R_{iT}	x_i	$\lvert x_{CR}-x_i\rvert$	$R_{iT}\times(x_{CR}-x_i)^2$	Elem.	R_{iL}	y_i	$\lvert y_{CR}-y_i\rvert$	$R_{iL}\times(y_{CR}-y_i)^2$
	m	m	m	m^3		m	m	m	m^3
T_1	0.00057			0.0209	L_1	0.00539			0.1216
T_2	0.00299	0.20	6.05	0.1094	L_2	0.00177	0.20	4.75	0.0399
T_3	0.00051			0.0187	L_3	0.00057			0.0129
T_4	0.00043			0.0000	L_4	0.00049			0.0003
T_5	0.00789	6.20	0.05	0.0000	L_5	0.00789	5.70	0.75	0.0044
T_6	0.00104			0.0000	L_6	0.00049			0.0003
T_7	0.00122			0.0190	L_7	0.00221			0.0609
T_8	0.00462	10.20	3.95	0.0742	L_8	0.00299	10.20	5.25	0.0824
T_9	0.00051			0.0080	L_9	0.00051			0.0141
			Σ	**0.250m^3**					**0.337m^3**

$KJ_R = 0.248 + 0.337 = 0.585\ m^3$

E 8.4.5.1.4. Repartizarea forţei tăietoare de bază între pereţii structurali

E 8.4.5.1.4.1. Calculul excentricităţii structurale şi al excentricităţii accidentale

Aceste excentricităţi determină momentul de răsucire de ansamblu al structurii şi, în consecinţă, valorile componentelor respective ale deplasărilor laterale.

- **Excentricitatea structurală**
  - excentricităţile centrului de rigiditate

    $e_{0x} = |x_{CR} - x_{CG}| = |6.25 - 5.20| = 1.05$ m
    $e_{0y} = |y_{CR} - y_{CG}| = |4.95 - 5.20| = 0.25$ m
- **Excentricitatea accidentală** (torsiunea accidentală)

  s-a calculat cu relaţia (4.2) din Codul P100-1.
  - $e_{ax} = \pm 0.05 \times 10.40 = \pm 0.52$ m
  - $e_{ay} = \pm 0.05 \times 10.40 = \pm 0.52$ m
- **Excentricităţi totale**
  - $e_{x,max} = e_{0x} + e_{ax} = 1.05 + 0.52 = 1.57$ m
  - $e_{x,min} = e_{0x} - e_{ax} = 1.05 - 0.52 = 0.53$ m
  - $e_{y,max} = e_{0y} + e_{ay} = 0.25 + 0.52 = 0.77$ m

- $e_{y,min} = e_{0y} - e_{ay} = 0.25 - 0.52 = -0.27$ m

- **Momente de torsiune de ansamblu**

- Pentru forţa seismică pe direcţia "y" (pereţii ***transversali***)

  * $M_{tx,max} = F_b \times e_{x,max} = 1.57\ F_b$

  * $M_{tx,min} = F_b \times e_{x,min} = 0.53\ F_b$

- Pentru forţa seismică pe direcţia y (pereţii ***transversali***)

  * $M_{ty,max} = F_b \times e_{y,max} = 0.77\ F_b$

  * $M_{ty,min} = - F_b \times e_{y,min} = -0.27\ F_b$

Cu valorile forţei tăietoare de bază calculată la **4.3**, momentele de torsiune de ansamblu sunt date în tabelul E 8.4.6.

Tabelul E 8.4.6.

Valori M_t (în tm)	
$M_{tx,max}$	60.9
$M_{tx,min}$	20.6
$M_{ty,max}$	29.9
$M_{ty,min}$	-10.4

Componentele forţei tăietoare date de efectul torsiunii de ansamblu se calculează cu relaţiile

$$\Delta F_{iT} = (x_{CR} - x_i) \times R_i(T) \times \xi \qquad \text{(E 8.4.6a)}$$

$$\Delta F_{iL} = (y_{CR} - y_i) \times R_i(L) \times \xi \qquad \text{(E 8.4.6b)}$$

unde $\xi = \dfrac{M_t}{KJ_R}$

Valorile forţelor tăietoare aferente pereţilor structurali transversali (T) şi longitudinali (L) sunt date în tabelele E 8.4.7a şi E 8.4.7b.

E 8.4.5.1.4.2. Repartizarea forţei tăietoare

⇒ Transversal

$$\xi_{max} = \frac{M_{tx,max}}{KJ_R} = \frac{60.9}{0.585} = 104.1\,t/m^2 \quad \xi_{min} = \frac{M_{tx,min}}{KJ_R} = \frac{20.6}{0.585} = 35.2\,t/m^2$$

Tabelul E 8.4.7a.

Elem.	R_{iT}	$\rho_{Vi,T}$	F_{iT} (tr)	$x_{CR}-x_i$	$(x_{CR}-x_i) \times R_{iT}$	$\Delta F_{iT,max}$ (rot)	$\Delta F_{iT,min}$ (rot)	$F_{iT,max}$ (tot)	$F_{iT,min}$ (tot)	$M_{E,b}$
	$m\times10^2$		tone	m	$m^2\times10^2$	tone	tone	tone	tone	tm
T_1	0.057	0.028	1.09	6.05	0.345	0.36	0.12	1.45	1.21	10.2
T_2	0.299	0.152	5.90		1.809	1.88	0.64	7.78	6.54	54.5
T_3	0.051	0.025	0.97		0.309	0.32	0.11	1.29	1.08	9.1
T_4	0.043	0.021	0.81	0.05	0.002	0.00	0.00	0.81	0.81	5.7
T_5	0.789	0.400	15.53		0.039	0.04	0.02	15.57	15.55	109.0
T_6	0.104	0.052	2.02		0.005	0.01	0.00	2.03	2.02	14.2
T_7	0.122	0.061	2.37	-3.95	-0.482	-0.50	-0.17	1.87	2.20	15.4
T_8	0.462	0.236	9.15		-1.825	-1.90	-0.64	7.25	8.51	59.6
T_9	0.051	0.025	0.97		-0.201	-0.21	-0.07	0.76	0.90	6.3

⇒ Longitudinal

$$\xi_{max} = \frac{M_{ty,max}}{KJ_R} = \frac{29.9}{0.585} = 51.1t/m^2 \quad \xi_{min} = \frac{M_{ty,min}}{KJ_R} = -\frac{10.4}{0.585} = -17.8\,t/m^2$$

Tabelul E 8.4.7b.

Elem.	R_{iL}	$\rho_{Vi,L}$	F_{iL} (tr)	$y_{CR}-y_i$	$(x_{CR}-x_i) \times R_{iL}$	$\Delta F_{iL,max}$ (rot)	$\Delta F_{iL,min}$ (rot)	$F_{iL,max}$ (tot)	$F_{iL,min}$ (tot)	$M_{E,b}$
	$m\times10^2$	---	tone	m	$m^2\times10^2$	tone	tone	tone	tone	tm
L1	0.539	0.243	9.42	4.75	2.560	1.31	-0.46	10.73	8.96	75.1
L2	0.177	0.079	3.07		0.841	0.43	-0.15	3.50	2.92	24.5
L3	0.057	0.025	0.97		0.271	0.14	-0.05	1.11	0.93	7.7
L4	0.049	0.021	0.81	-0.75	-0.037	-0.02	0.01	0.79	0.82	5.8
L5	0.789	0.355	13.88		-0.592	-0.31	0.11	13.46	13.88	97.1
L6	0.049	0.021	0.81		-0.037	-0.02	0.01	0.79	0.82	5.8
L7	0.221	0.100	3.88	-5.25	-1.160	-0.59	0.21	3.29	4.09	28.6
L8	0.299	0.134	5.19		-1.570	-0.80	0.28	4.39	5.47	38.3
L9	0.051	0.022	0.86		-0.268	-0.14	0.05	0.72	0.90	6.3

Momentul de răsturnare la bază ($M_{E,b}$) s-a calculat cu relaţia

$$M_{E,b} = \sum_1^3 F_i z_i \qquad \text{(E 8.4.7)}$$

unde forţele seismice de nivel F_i care acţionează la planşeul de la cota z_i se calculează cu relaţia (4.5) din Cod.

Înlocuind valorile F_i în funcţie de F_b şi z_i în funcţie de H_{tot} rezultă formula

$$M_{E,b} = \frac{7}{9} F_b \times H_{tot} = 7.0 \times F_b$$

în care înălţimea totală a clădirii este $H_{tot} = 3 \times 3.0 = 9.0$ m

A rezultat valoarea $M_b = 7.0 \times 38.9 = 272.3$ tm

E 8.4.5.2. Metoda consolelor legate la toate nivelurile prin planşeu (legături articulate)

Modelul de calcul ţine seama de legăturile între console care sunt realizate la fiecare nivel, prin planşeele rigide în planul lor. În acest caz distribuţia forţei tăietoare între pereţii structurali rezultă din condiţia de compatibilitate a deplasărilor laterale ale pereţilor la nivelul fiecărui planşeu.
Pereţii au fost modelaţi ca bare elastice cu secţiune dreptunghiulară (cu valorile respective ale ariei, ale ariei de forfecare şi ale momentului de inerţie) încastrate la cota ± 0.00.
Legăturile între pereţi au fost modelate ca biele comprimate, articulate la ambele extremităţi.
Cu acest model (figura E 8.4.4), din condiţia de egalitate a deplasărilor de translaţie, s-au calculat eforturile secţionale (forţă tăietoare şi moment încovoietor) în fiecare perete folosind un program de calcul pentru cadre plane..
Deoarece componentele deplasărilor totale care provin din răsucirea de ansamblu depind numai de geometria structurii şi de proprietăţile geometrice ale pereţilor, valorile acestora au fost considerate proporţionale cu cele obţinute prin metoda consolelor independente.

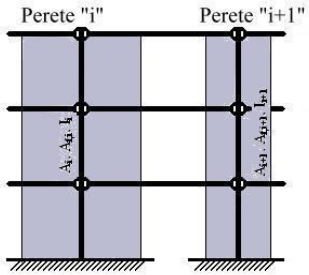


Figura E 8.4.4.Schema de calcul pentru metoda consolelor legate cu biele articulate

Au rezultat valorile următoare:

Tabelul E 8.4.8

Elem.	F_{iT} (tr)	$F_{iT,max}$ (tot)	$F_{iT,min}$ (tot)	$M_{E,b}$	V_E/M_E	Elem.	F_{iL} (long)	$F_{iL,max}$ (tot)	$F_{iL,min}$ (tot)	$M_{E,b}$	V_E/M_E
	tone	tone	tone	tm	m^{-1}		tone	tone	tone	tm	m^{-1}
T_1	1.85	2.21	1.97	11.5	0.191	**L_1**	8.78	9.99	9.20	74.1	0.135
T_2	6.65	8.53	7.28	56.5	0.151	**L_2**	3.86	4.40	4.07	26.8	0.164
T_3	0.76	1.08	0.86	5.2	0.207	**L_3**	1.58	1.82	1.68	7.2	0.253
T_4	0.65	0.65	0.65	3.1	0.212	**L_4**	1.36	1.32	1.36	7.1	0.191
T_5	12.76	12.76	12.76	106.0	0.120	**L_5**	10.96	10.71	11.06	92.2	0.120
T_6	2.90	2.90	2.90	16.5	0.176	**L_6**	1.36	1.32	1.36	7.1	0.191
T_7	3.38	2.86	3.20	18.4	0.175	**L_7**	4.55	3.85	4.66	29.3	0.159
T_8	9.1	7.19	8.45	60.8	0.139	**L_8**	5.70	4.82	6.03	39.9	0.151
T_9	0.76	0.54	0.67	3.2	0.208	**L_9**	0.65	0.54	0.67	3.2	0.208
				281.2 tm						286.9 tm	

Valorile din tabelul E 8.4.8 vor fi folosite pentru verificarea siguranţei.

E 8.4.6. Calculul rezistențelor pereților structurali

E 8.4.6.1. Determinarea forţei axiale de compresiune pe pereţi în sectiunea de la baza a pereţilor

Succesiunea operaţiilor este următoarea:

I. Se determină reacţiunile planşeelor pe fiecare linie de pereţi conform CR 6, art.6.6.2.1.Pentru fiecare zonă de pereţi (Z1÷Z9 din figura E 8.4.6) se calculează forţa axială dată de planşeu prin înmulţirea reacţiunii pe unitatea de lungime (p) cu lungimea zonei aferente(care include câte 1/2 din lăţimea fiecărui gol).

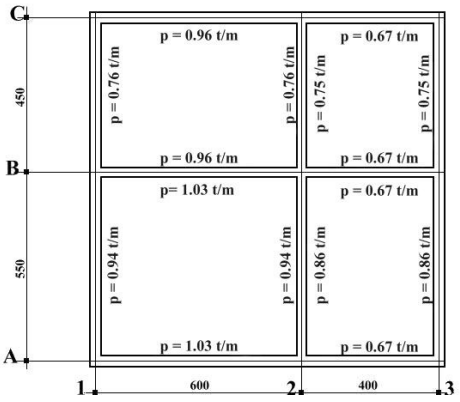


Figura E 8.4.5 Încărcări pe pereţi date de planşee

II. Se detemină ariile verticale de zidărie (pe înălţimea etajului) aferente fiecărie zone (Z1 ÷ Z9). Ariile respective includ plinul de zidărie (care este continuu pe toată înăltimea etajului), zidăria parapetului şi buiandrugului (pentru golurile de la faţade) şi zidăria buiandrugului (pentru golurile interioare). Pentru fiecare grosime de perete aria verticală de zidărie astfel determinată se înmulţeşte cu greutatea peretelui tencuit stabilită în funcţie de categoria elementelor pentru zidărie. Folosind greutatea zidăriei pe unitatea de suprafaţă de perete se obţine o evaluare mai exactă a influenţei greutăţii tencuielii (ca factor constant) asupra greutăţii totale a peretelui.

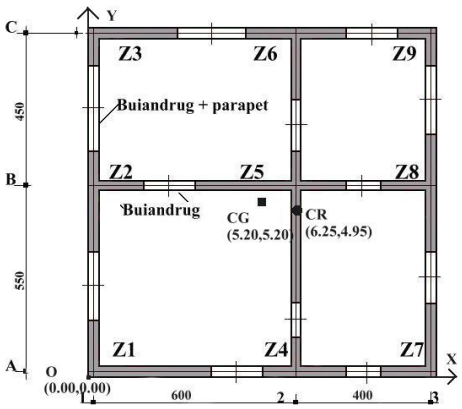


Figura E 8.4.6 Caracteristicile geometrice ale structurii
CG- centrul de greutate al etajului (planşeului) CR - centrul de rigiditate al structurii

Rezultatele finale sunt prezentate sintetic în tabelul E 8.4.9

Tabelul E 8.4.9

Zona	Aria Z	$G_{planşeu}$	$G_{zidărie}$	Forţa axială	Efort unitar
	(m^2)	(tone)	(tone)	(tone)	(daN/cm^2)
Z1	1.768	6.50	5.60	12.10	0.68
Z2	1.455	8.40	4.90	13.30	0.91
Z3	1.2425	4.90	4.15	9.05	0.73
Z4	1.130	5.30	3.95	9.25	0.82
Z5	2.610	19.0	8.00	27.00	1.03
Z6	1.605	7.50	5.20	12.70	0.79
Z7	1.2425	3.50	4.15	7.65	0.62
Z8	1.630	6.50	5.35	11.85	0.73
Z9	0.717	2.50	2.60	5.10	0.71

III. Cu valorile forţei axiale se calculează efortul unitar de compresiune în zidărie pe un nivel al clădirii pentru aria secţiunii orizontale a plinului de zidărie cu continuitate pe verticală (aria zonei Z) . Valorile forţei axiale de compresiune şi ale efortului unitar corespunzător pentru nivelul curent şi la baza clădirii (la parter) se calculează, pentru fiecare element, cu aria sectiunii transversale ($l_w \times t$) şi efortul σ_0 al zonei în care se află elementul. Valorile obţinute sunt date în tabelele E 8.4.10a şi E 8.4.10b.

⇒ **Pereţi transversali**

Tabelul E 8.4.10a.

Etaj curent							Parter	
Elem.	Zona	l_w (cm)	t (cm)	σ_0 (daN/cm^2)	Aria (m^2)	Forţa axială (tone)	σ_0 (daN/cm^2)	Forţa axială (tone)
T1	Z1	170	35	0.68	0.595	4.1	2.04	12.3
T2	Z2	300	35	0.91	1.050	9.6	2.73	28.8
T3	Z3	120	35	0.73	0.420	3.1	2.19	9.3
T4	Z4	120	30	0.82	0.360	3.0	2.46	9.0
T5	Z5	450	30	1.03	1.350	13.9	3.09	41.7
T6	Z6	220	30	0.79	0.660	5.2	2.37	15.6
T7	Z7	220	35	0.62	0.770	4.8	1.68	14.4
T8	Z8	350	35	0.73	1.225	8.9	2.19	26.7
T9	Z9	120	35	0.71	0.420	3.0	2.13	9.0

$\Sigma A_T = 6.850$

⇒ **Pereţi longitudinali**

Tabelul E 8.4.10b.

Etaj curent							Parter	
Elem.	Zona	l_w (cm)	t (cm)	σ_0 (daN/cm^2)	Aria (m^2)	Forţa axială (tone)	σ_0 (daN/cm^2)	Forţa axială (tone)
L1	Z1	370	35	0.68	1.295	8.8	2.04	26.4
L2	Z4	250	35	0.82	0.875	7.2	2.46	21.6
L3	Z7	170	35	0.62	0.595	3.7	1.86	11.1
L4	Z2	170	30	0.91	0.510	4.6	2.73	13.8
L5	Z5	450	30	1.03	1.350	13.9	3.09	41.7
L6	Z8	170	30	0.73	0.510	3.7	2.19	11.1
L7	Z3	270	35	0.73	0.945	6.6	2.19	19.8
L8	Z6	300	35	0.79	1.050	8.3	2.37	24.9
L9	Z9	120	35	0.71	0.420	3.0	2.13	9.0

$\Sigma A_L = 7.550$ m^2

E 8.4.6.2. Momente încovoietoare capabile

E 8.4.6.2.1. Momente capabile pentru zidăria nearmată - M_{Rd} (ZNA)

Momentele capabile ale pereţilor structurali din zidărie nearmată (**ZNA**) s-au calculat cu relaţiile:

- $x_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{0.85 f_d t} = 1.175 \frac{\sigma_d}{f_d} l_w = 1.175 s_d l_w$ (6.19a) din CR6
- $M_{Rd} = \frac{N_{Ed}}{2}(l_w - x_{Rd}) = \frac{N_{Ed} l_w}{2}(1.0 - 1.175 s_d)$ (6.20a) din CR6

Materialele au fost alese pentru a satisface cerinţele <u>minime</u> din tabelul 8.2 din Cod

- rezistenţa la compresiune a zidăriei trebuie să fie cel puţin $f_k = 2.5$ N/mm^2 (tabelul 8.2);
- s-a considerat zidărie cu elemente **BCA** cu $f_b = 5.0$ N/mm^2 şi mortar de utilizare generală (**G**) cu rezistenţa **M5**; zidăria nu are rost longitudinal (figura 4.1a din Codul CR6) ; pentru zidărie cu elemente **BCA** cu mortar **M5** avem, conform CR 6 tabelul 4.5, rezistenţa unitară la lunecare în rost orizontal $f_{vk0} = 0.150$ N/mm^2 valoare care satisface cerinţa din tabelul 8.4 din P100-1
- din Codul CR6 , tabelul 4.2c rezistenţa caracteristică la compresiune a zidăriei este $f_k = 2.75$ N/mm^2 iar rezistenţa de proiectare, pentru coeficientul de siguranţă $\gamma_M = 1.90$, este $f_d = 1.45$ N/mm^2.

Calculul forţei axiale (N_{Ed}) pe secţiunea activă a peretelui:

- $N_{Ed} = \sigma_{0E} A$ (E 8.4.8)

unde efortul unitar de compresiune se ia din Tabelul E 8.4.9 pentru grupul de pereţi (Z) căruia îi aparţine fiecare perete T sau L.

Au rezultat valorile din tabelele E 8.4.11a şi E 8.4.11b.

Transversal

Tabelul E 8.4.11a

Perete	t	l_w	A	σ_{0E}	s_d	N_{Ed}	$x_{Rd} \equiv l_c$	M_{Rd}
	m	m	m2	N/mm^2	---	tone	m	tm
T1	0.35	1.70	0.595	0.204	0.141	12.3	0.282	8.72
T2	0.35	3.00	1.050	0.273	0.188	28.8	0.663	33.67
T3	0.35	1.20	0.420	0.219	0.151	9.3	0.213	4.59
T4	0.30	1.20	0.360	0.246	0.170	9.0	0.240	4.32
T5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.213	41.7	1.126	70.35
T6	0.30	2.20	0.660	0.237	0.164	15.6	0.424	13.85
T7	0.35	2.20	0.770	0.168	0.116	14.4	0.300	13.68
T8	0.35	3.50	1.225	0.219	0.151	26.7	0.621	38.45
T9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.147	9.0	0.207	4.47

Longitudinal

Tabelul E 8.4.11b

Perete	t	l_w	A	σ_0	s_d	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd}
	m	m	m^2	N/mm^2	---	tone	m	tm
L1	0.35	3.70	1.295	0.204	0.141	26.4	0.613	40.74
L2	0.35	2.50	0.875	0.246	0.170	21.6	0.499	21.61
L3	0.35	1.70	0.595	0.186	0.128	11.1	0.256	8.01
L4	0.30	1.70	0.510	0.273	0.188	13.8	0.376	9.13
L5	0.30	4.50	1.350	0.309	0.213	41.7	1.126	70.35
L6	0.30	1.70	0.510	0.219	0.151	11.1	0.302	7.76
L7	0.35	2.70	0.945	0.219	0.151	19.8	0.479	22.00
L8	0.35	3.00	1.050	0.237	0.164	24.9	0.578	30.15
L9	0.35	1.20	0.420	0.213	0.147	9.0	0.207	4.47

E 8.4.6.2.2. Momente capabile pentru zidăria confinată - M_{Rd} (ZC)

Momentele capabile date de armăturile din stâlpişori s-au calculat cu relaţia

$$M_{Rd}(A_s) = l_s A_s f_{yd} \qquad \text{(E 8.4.9)}$$

Amplasarea stâlpişorilor din beton armat este dată în figura E 8.4.7. iar detalierea poziţiilor acestora este dată în figurile E 8.4.8a şi E 8.4.8b.
Armătura longitudinală a stâlpişorilor s-a luat 4Φ14 mm (A_s = 616 mm^2) cu f_{yd} = 300 N/mm^2 şi etrieri Φ8/10/20 cm din oţel cu f_{yd} = 210 N/mm^2 . Distanţele între axele stâlpişorilor pentru fiecare element de zidărie confinată sunt arătate în figurile E 8.4.8a şi E 8.4.8b.

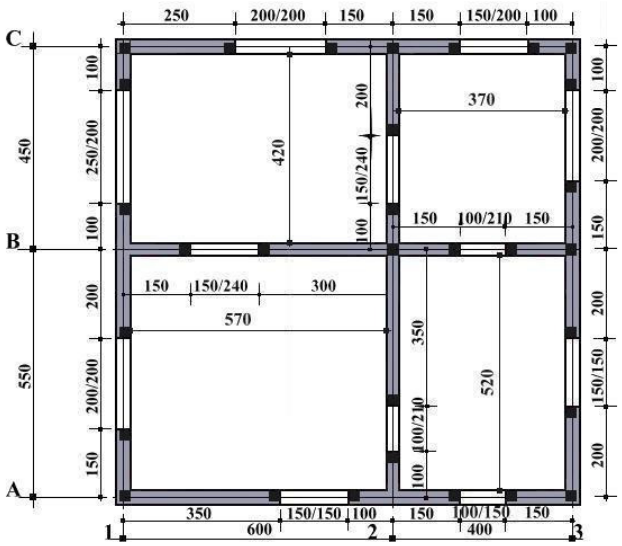


Figura E 8.4.7 Amplasarea stâlpişorilor pentru zidăria confinată

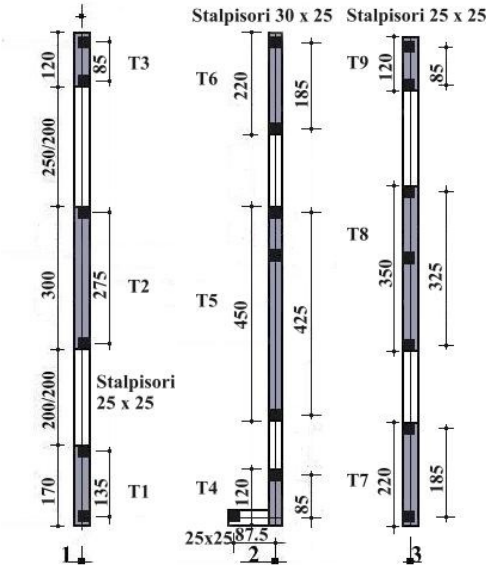


Figura E 8.4.8a.Detalierea poziţiei stâlpişorilor (transversal)

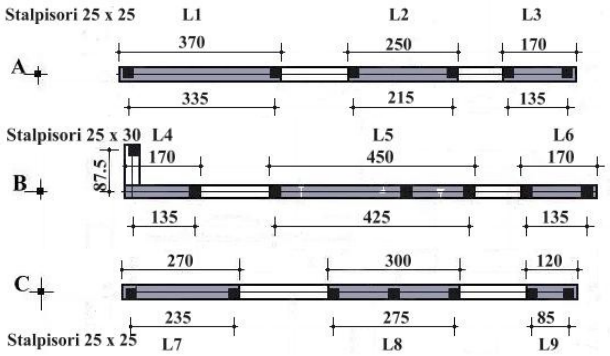


Figura E 8.4.8b.Detalierea poziţiei stâlpişorilor (longitudinal)

Momentele capabile totale s-au calculat cu relaţia

$$M_{Rd}\,(ZC) = M_{Rd}\,(ZNA) + M_{Rd}(A_s) \qquad \text{(E 8.4.10)}$$

Valorile momentelor capabile rezultate sunt date în tabelele E 8.4.12a şi E 8.4.12b.

Pentru calculul valorii V_{Edu}(ZC) s-au calculat şi valorile

$$M^*_{Rd}\,(ZC) = M_{Rd}\,(ZNA) + 1.25 \times M_{Rd}(A_s) \qquad \text{(E 8.4.11a)}$$

şi

$$V_{Edu}(ZC) = \frac{V_{Eb}}{M_{Eb}}\,[M_{Rd}(ZNA) + 1.25 \times M_{Rd}(A_s)] \qquad \text{(E 8.4.11b}$$

⇒ Pereţi transversali

Tabelul E 8.4.12a.

Elem.	l_w	t	N_{Ed}	x_{Rd}	M_{Rd} (ZNA)	l_s	M_{Rd} (A_s)	M_{Rd} (ZC)	M^*_{Rd} (ZC)
	(cm)	(cm)	(tone)	(cm)	(tm)	(cm)	(tm)	(tm)	tm
T1	170	35	12.3	28.5	8.72	135	24.9	33.6	38.6
T2	300	35	28.8	66.8	33.67	275	50.8	84.4	97.2
T3	120	35	9.3	21.6	4.59	85	15.7	20.3	24.2
T4	120	30	9.0	24.3	4.32	85	15.7	20.0	23.9
T5	450	30	41.7	112.8	70.35	425	78.5	148.8	168.5
T6	220	30	15.6	42.2	13.85	185	34.2	48.1	56.6
T7	220	35	14.4	33.4	13.68	185	34.2	47.6	56.4
T8	350	35	26.7	61.9	38.45	325	60.1	98.6	113.6
T9	120	35	9.0	20.9	4.47	85	15.7	20.2	24.1

Total 517.4 tm

⇒ Pereţi longitudinali

Tabelul E 8.4.12b.

Elem.	l_w (cm)	t (cm)	N (tone)	x_{Rd} (cm)	M_{Rd} (ZNA)	l_s	M_{Rd} (A_s)	M_{Rd} (ZC)	M^*_{Rd} (ZC)
	(cm)	(cm)	(tone)	(cm)	(tm)	(cm)	(tm)	(tm)	tm
L1	370	35	26.4	61.2	40.74	335	61.9	102.6	118.1
L2	250	35	24.0	55.6	21.61	215	39.7	61.3	71.2
L3	170	35	12.9	29.9	8.01	135	24.9	32.9	39.1
L4	170	30	12.6	34.1	9.13	135	24.9	34.0	40.3
L5	450	30	41.7	112.8	70.35	425	78.5	148.9	168.5
L6	170	30	12.0	32.5	7.76	135	24.9	32.7	38.9
L7	270	35	17.7	41.0	22.00	235	43.4	65.4	76.3
L8	300	35	23.1	53.5	30.15	275	50.8	81.0	93.7
L9	120	35	9.0	20.9	4.47	85	15.7	20.2	24.1

Total 579.0 tm

E 8.4.7. Verificarea siguranței structurii la compresiune+încovoiere

Condiţia de siguranţă la compresiune + încovoiere, pentru toate elementele este

$$M_{Rd} \geq M_{Eb} \qquad \text{(E 8.4.12)}$$

Comparaţia valorilor respective este dată în tabelul E 8.4.13.

Tabelul.E 8.4.13

Elem.	M_{Rd} (ZC)	M^*_{Rd} (ZC)	M_{Eb}	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)	Elem.	M_{Rd} (ZC)	M^*_{Rd} (ZC)	M_{Eb}	V_E/M_E	V_{Edu} (ZC)
	(tm)		(tm)	(m^{-1})	(tone)		(tm)		(tm)	(m^{-1})	(tone)
T1	33.6	38.6	11.5	0.191	7.37	**L1**	102.6	118.1	74.1	0.135	15.94
T2	84.4	97.2	56.5	0.151	14.68	**L2**	61.3	71.2	26.8	0.164	11.68
T3	20.3	24.2	5.2	0.207	5.01	**L3**	32.9	39.1	7.2	0.249	9.74
T4	20.0	23.9	3.1	0.212	5.07	**L4**	34.0	40.3	7.1	0.193	7.78
T5	148.8	168.5	106.0	0.120	20.22	**L5**	148.9	168.5	92.2	0.120	20.22
T6	48.1	56.6	16.5	0.176	9.96	**L6**	32.7	38.9	7.1	0.193	7.51
T7	47.6	56.4	18.4	0.175	9.87	**L7**	65.4	76.3	29.3	0.159	12.13
T8	98.6	113.6	60.8	0.139	15.79	**L8**	81.0	93.7	39.9	0.150	14.06
T9	20.2	24.1	3.2	0.208	5.01	**L9**	20.2	24.1	3.2	0.212	5.11
Σ	**517.4**		**281.2**				**579.0**		**286.9**		

Concluzie:

Siguranţa la compresiune + încovoiere ***este satisfăcută****, pe ambele direcţii principale, pentru ansamblul clădirii.*

E 8.4.8 Forța tăietoare capabilă

E 8.4.8.1. Mecanismul de cedare prin lunecare în rost orizontal

Rezistenţa de proiectare la lunecare în rost orizontal a pereţilor din zidărie confinată, $\mathbf{V_{Rd}}$, se calculează prin însumarea:

- rezistenţei de proiectare la lunecare în rost orizontal a panoului din zidărie simplă corectată pentru a ţine seama de efectul elementelor de confinare ($\mathbf{V_{Rd1}}^*$),
- rezistenţei de proiectare la forfecare corespunzătoare armăturii din stâlpişorul de la extremitatea comprimată a peretelui ($\mathbf{V_{Rd2}}$)
- rezistenţei de proiectare la forfecare a stâlpişorului comprimat (V_{Rsc}).

$$V_{Rd} = V_{Rd1}{}^* + V_{Rd2} + V_{Rsc} \qquad \text{(E 8.4.13)}$$

Calculul rezistenţei corectate $V_{Rdl}{}^*$ se face cu relaţia

$$V^*_{Rd,i} = \frac{1}{\gamma_M} f_{vk0} t l_{ad} + 0.4 N^*_{Ed} \qquad \text{(E 8.4.14)}$$

în care forţa axială corectată $N_{Ed}{}^*$ se calculează cu relaţia (6.34d)

$$N^*_{Ed} = N_{Ed} + 0.8 V_{Ed} \frac{h_p}{l_p} \qquad \text{(Ex.2-15)}$$

Rezistenţa la forţă tăietoare a armăturii din stâlpişorul comprimat s-a calculat conforml CR6 în care pentru armătura longitudinală din bare Φ 14 cu f_{yd} = 300 N/mm^2 şi etrieri Φ8 cu fyd = 210 N/mm^2 s-a luat λ_c = 0.25.
A rezultat

$$V_{Rd2} = 0.25\ A_{sc}f_{yd} = 0.25 \times 6.16 \times 3000 = 4620 \text{ kg} \cong 4.6 \text{ tone}$$

Rezistenţa de proiectare la forfecare a betonului din stâlpişorul comprimat s-a calculat cu relaţia

$$V_{Rsc} = A_{bsc} \times f_{cvd} = 0.25 \times 0.25 \times 13.5 = 0.85 \text{ tone}$$

unde notaţiile sunt următoarele

- A_{bsc} - aria betonului din stâlpişorul de la extremitatea comprimată
- f_{cvd} rezistenţa unitară de proiectare a betonului din stâlpişorul comprimat (CR6)

Prin urmare rezistenţa la forfecare a stâlpişorului comprimat (armătura+beton) este

$$V_{Rstc} = V_{Rd2} + V_{bsc} = 3.7 + 0.85 = 5.45 \text{ tone}$$

Calculele sunt dezvoltate în tabelele E 8.4.14a şi E 8.4.14b

Transversal

Tabelul E 8.4.14a

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^*	l_w	l_{ad}	V(μ)	V_{ad}	V_{Rdl}^* (ZNA)	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	tone	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
T1	2.45	12.3	15.8	1.70	0.00	6.32	0.00	6.32		11.77
T2	9.48	28.8	36.4	3.00	0.00	14.56	0.00	14.56		20.01
T3	1.20	9.3	11.7	1.20	0.00	4.68	0.00	4.68		10.13
T4	0.72	9.0	10.4	1.20	0.00	4.16	0.00	4.16		9.61
T5	14.18	41.7	49.3	4.50	0.00	19.72	0.00	19.72	5.45	25.17
T6	3.22	15.6	19.1	2.20	0.00	7.64	0.00	7.64		13.09
T7	3.56	14.4	18.3	2.20	0.00	7.32	0.00	7.32		12.77
T8	9.39	26.7	33.1	3.50	0.00	13.24	0.00	13.24		18.69
T9	0.75	9.0	10.5	1.20	0.00	4.20	0.00	4.20		10.47

Total 130.72 tone

Longitudinal

Tabel E 8.4.14b

Elem.	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^*	l_w	l_{ad}	V(μ)	V_{ad}	$V_{Rd,l}$ (ZNA)	V_{Rstc}	$V_{Rd,l}$ (ZC)
	tone	tone	tone	m	m	tone	tone	tone	tone	tone
L1	11.10	26.4	33.6	3.70	0.00	13.44	0.00	13.44		18.89
L2	4.89	24.0	28.7	2.50	0.00	11.48	0.00	11.48		16.93
L3	2.02	12.9	15.8	1.70	0.00	6.32	0.00	6.32		11.77
L4	1.51	12.6	14.7	1.70	0.00	5.88	0.00	5.88		11.33
L5	12.33	41.7	48.3	4.50	0.00	19.32	0.00	19.32	5.45	24.77
L6	1.51	12.0	14.1	1.70	0.00	5.64	0.00	5.64		11.09
L7	5.17	17.7	22.3	2.70	0.00	8.92	0.00	8.92		14.37
L8	6.67	23.1	28.4	3.00	0.00	11.36	0.00	11.36		16.81
L9	0.75	9.0	10.5	1.20	0.00	4.20	0.00	4.20		9.65

Total 139.38 tone

E 8.4.8.2. Mecanismul de cedare pe secţiune înclinată

Rezistenţa de proiectare la cedare pe secţiune înclinată a pereţilor din zidărie confinată, $\mathbf{V_{Rdi}}$, se calculează prin însumarea:

- rezistenţei de proiectare la cedare pe secţiune înclinată a panoului din zidărie simplă corectată pentru a ţine seama de efectul interacţiunii cu elementele de confinare ($\mathbf{V_{Rdi}^*}$),
- rezistenţei de proiectare la forfecare corespunzătoare armăturii din stâlpişorul de la extremitatea comprimată a peretelui ($\mathbf{V_{Rd2}}$)
- rezistenţei de proiectare la forfecare a stâlpişorului comprimat (V_{Rsc}).

$$V_{Rdi} = V_{Rdi}^{*} + V_{Rd2} + V_{Rsc} \qquad \text{(E 8.4.16)}$$

Valorile V_{Rd2} şi V_{Rsc} sunt identice cu cele determinate pentru mecanismul de cedare prin lunecare în rostul orizontal.
Valorile V_{Rdi}^{*} şi valorile rezistenţelor pereţilor de zidărie confinată la cedare pe secţiune înclinată sunt date în tabelele E 8.4.15a şi E 8.4.15b.

Transversal Tabelul E 8.4.15a

Elem.	Aria	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^{*}	σ_d^{*}	$f_{vd,i}^{*}$	b	$V_{Rd,i}^{*}$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
	(m^2)	t	tone	tone	N/mm^2	N/mm^2		tone	tone	tone
T1	0.595	2.45	12.3	15.8	0.266	0.072		2.86		8.31
T2	1.050	9.48	28.8	36.4	0.347	0.081		5.67		11.12
T3	0.420	1.20	9.3	11.7	0.279	0.070		1.96		7.41
T4	0.360	0.72	9.0	10.4	0.289	0.075		1.80		7.25
T5	1.350	14.18	41.7	49.3	0.365	0.083	1.5	7.47	5.45	12.92
T6	0.660	3.22	15.6	19.1	0.289	0.075		3.30		8.75
T7	0.770	3.56	14.4	18.3	0.238	0.068		3.49		8.94
T8	1.225	9.39	26.7	33.1	0.270	0.072		5.88		11.33
T9	0.420	0.75	9.0	10.5	0.250	0.070		1.96		7.41

Total 83.44 tone

Longitudinal Tabelul E 8.4.15b

Elem.	Aria	V_{Ed}	N_{Ed}	N_{Ed}^{*}	σ_d^{*}	$f_{vd,i}^{*}$	b	$V_{Rd,i}^{*}$	V_{Rstc}	$V_{Rd,i}$ (ZC)
	(m^2)	t	tone	tone	N/mm^2	N/mm^2		tone	tone	tone
L1	1.295	11.10	26.4	33.6	0.259	0.071		6.13		11.58
L2	0.875	4.89	24.0	28.7	0.328	0.079		4.61		10.06
L3	0.595	2.02	12.9	15.8	0.266	0.072		2.86		8.31
L4	0.510	1.51	12.6	14.7	0.288	0.074		2.52		7.97
L5	1.350	12.33	41.7	48.3	0.358	0.082	1.5	7.38	5.45	12.83
L6	0.510	1.51	12.0	14.1	0.276	0.073		2.48		7.93
L7	0.945	5.17	17.7	22.3	0.236	0.068		4.28		9.73
L8	1.050	6.67	23.1	28.4	0.270	0.072		5.04		10.49
L9	0.420	0.75	9.0	10.5	0.250	0.070		1.96		7.41

Total .86.31tone

Valoarea rezistenţei la forfecare a zidăriei nearmate s-a luat cea mai mică dintre rezistenţa la lunecare în rost orizontal ($V_{Rd,l}$) şi rezistenţa la cedare pe secţiune înclinată ($V_{Rd,i}$). Valoarea totală a rezistenţei la forfecare a zidăriei confinate V_{tot}(ZC) este dată în tabelul E 8.4.16.

Tabelul E 8.4.16

Elem.	$V_{Rd,l}$ (ZC)	$V_{Rd,i}$ (ZC)	V_{Edu} (ZC)	1.25× V_{Edu}	Elem	$V_{Rd,l}$ (ZC)	$V_{Rd,i}$ (ZC)	V_{Edu} (ZC)	1.25× V_{Edu}
	tone	tone	(tone)	(tone)		tone	tone	(tone)	(tone)
T1	11.77	8.31	7.37	9.22	**L1**	18.89	11.58	15.94	19.93
T2	20.01	11.12	14.68	18.35	**L2**	16.93	10.06	11.68	14.60
T3	10.13	7.41	5.01	6.26	**L3**	11.77	8.31	9.74	12.18
T4	9.61	7.25	5.07	6.34	**L4**	11.33	7.97	7.78	9.73
T5	25.17	12.92	20.22	25.28	**L5**	24.77	12.83	20.22	25.28
T6	13.09	8.75	9.96	12.45	**L6**	11.09	7.93	7.51	9.39
T7	12.77	8.94	9.87	12.34	**L7**	14.37	9.73	12.13	15.16
T8	18.69	11.33	15.79	19.74	**L8**	16.81	10.49	14.06	17.58
T9	10.47	7.41	5.01	6.26	**L9**	9.65	7.41	5.11	6.39
Σ		**72.32**	**116.24**				**86.31**	**130.24**	

E 8.4.8.3. Forţa tăietoare preluată de armăturile din rosturi

Forţa tăietoare preluată de armăturile din rosturile orizontale se calculează cu relaţia:

$$V_{Rd3} = 0.8 l_w \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \qquad \text{(E 8.4.17)}$$

S-a considerat armarea minimă

- 2Φ6 mm f_{yd} = 300 N/mm^2 la s = 400 mm (pentru zidării cu blocuri cu h = 200 mm) $\Rightarrow V_{Rd3} = 3.4 \times l_w$ (m)

În cazul zidăriilor cu blocuri cu h = 250 mm armarea va fi 2Φ6 mm f_{yd} = 300 N/mm^2 (A_{sw} = 56.5 mm^2) la s = 250 mm < 400 mm (distanţa maximă admisă pe verticală între bare) $\Rightarrow V_{Rd3}$ (tone) = 5.4 × l_w (m)

E 8.4.9. Verificarea siguranței la forță tăietoare

Rezultatele calculului de verificare sunt date în tabelele E 8.4.17a şi E 8.4.17b.

Transversal

Tabelul E 8.4.17a

Elem.	V_{Rd}	l_w	$2\Phi6/400$ / V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR)	$1.25V_{Edu}$
	tone	m	tone	tone	tone
T1	8.31	1.70	5.8	14.19	9.22
T2	11.12	3.00	10.2	21.32	18.35
T3	7.41	1.20	4.1	11.51	6.26
T4	7.25	1.20	4.1	11.35	6.34
T5	12.92	4.50	15.3	28.22	25.28
T6	8.75	2.20	7.5	16.25	12.45
T7	8.94	2.20	7.5	16.44	12.34
T8	11.33	3.50	11.9	23.23	19.74
T9	7.41	1.20	4.1	11.51	6.26
Σ				**154.02**	**116.24**

Longitudinal

Tabelul E 8.4.17b

Elem.	V_{Rd}	l_w	$2\Phi6/400$ / V_{Rd3}	V_{Rd} (ZC+AR)	$1.25V_{Edu}$
	tone	m	tone	tone	(tone)
L1	11.58	3.70	12.6	24.18	19.93
L2	10.06	2.50	8.5	18.56	14.60
L3	8.31	1.70	5.8	14.11	12.18
L4	7.97	1.70	5.8	13.77	9.73
L5	12.83	4.50	15.3	28.13	25.28
L6	7.93	1.70	5.8	13.73	9.39
L7	9.73	2.70	9.2	18.93	15.16
L8	10.49	3.00	10.2	20.69	17.58
L9	7.41	1.20	4.1	11.51	6.39
Σ				**163.61**	**130.24**

CONCLUZIE FINALĂ:

1. În zona seismică ***a_g = 020*** *g siguranţa la forţă tăietoare* ***este asigurată*** *, pe ambele direcţii principale, pentru ansamblul clădirii prin armarea rosturilor orizontale cu 2Φ6/400 mm oţel cu f_{yd} = 300 N/mm^2*

E 9. PREVEDERI SPECIFICE CONSTRUCȚIILOR DE LEMN

PROIECTAREA UNEI STRUCTURI DE TIP HALA DIN LEMN

E 9.1. Precizarea datelor de proiectare

In prezenta lucrare se efectueaza calculul si dimensionarea unei structuri tip hala din lemn lamelat incleiat, parter.

Cladirea are functiunea de depozit si este amplasata in municipiul Bucuresti. In cele ce urmeaza se face o scurta prezentare a principalelor caracteristici ale cladirii.

Caracteristici cladire:

- Functiunea: depozit;
- Regim de inaltime: parter;
- Acoperis in doua pante, cu structura tip sarpanta.

Date generale de conformare a cladirii:

• Structura de rezistenta:

1. Suprastructura: cadre din lemn lamelat incleiat cu stalpi si ferme amplasate transversal;

• Inchideri si compartimentari:

- pereti exteriori din panouri sandwich de 12 cm grosime.

Date ale amplasamentului cladirii:

• Localitatea: Bucuresti;

• Clasa de importanta si de expunere III, γ_I=1.0

• Conditii seismice:

- a_g = 0.30g

- T_B = 0.32s

- T_C = 1.60s

- Clasa de ductilitate M (determinata de conditiile seismice)

• Zona de zapada: s_k = 2.0 kN/m2;

• Zona de vant: q_b = 0.5 kN/m2.

Dimensiuni cladire:

• 1 deschidere de 18.00 m

• 4 travei de 3.29 m;

• Inaltimea de nivel: h = 3.00 m (libera);

• Gabarit cladire: 13.30 m x 18.40 m.

Caracteristicile de rezistenta ale materialelor:

• lemn lamelat incleiat clasificat in clasa de rezistenta - **GL 20**

- Rezistenta la incovoiere: $f_{m,k} = 20$ N/mm^2
- Rezistenta la intindere paralela cu fibrele: $f_{t,0,k} = 15$ N/mm^2
- Rezistenta la compresiune paralela cu fibrele: $f_{t,0,k} = 21$ N/mm^2
- Modul de elasticitate : $E_{0,05,k} = 8.000$ N/mm^2

• otel: Pc52 (buloane) - $f_{yd} = 300$ N/mm^2

Reglementări tehnice:

1. SR EN 1995-1-1:2004 Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalităţi. Reguli comune şi reguli pentru clădiri;

2. SR EN 1995-1-1-2004_NB Eurocod 5: Proiectarea structurilor de lemn. Partea 1-1: Generalităţi. Reguli comune şi reguli pentru clădiri. Anexă naţională;

3. SR EN 1998-1-1_NB Eurocod 8: Proiectarea structurilor pentru rezistenţa la cutremur. Partea 1: Reguli generale, acţiuni seismice şi reguli pentru clădiri;

4. CR 0 – 2012 Cod de proiectare. Bazele proiectării construcţiilor

5. CR 1-1-3/2012 Cod de proiectare. Evaluarea acţiunii zăpezii asupra construcţiilor

6. CR 1-1-4/2012 Cod de proiectare. Evaluarea actiunii vântului asupra constructiilor

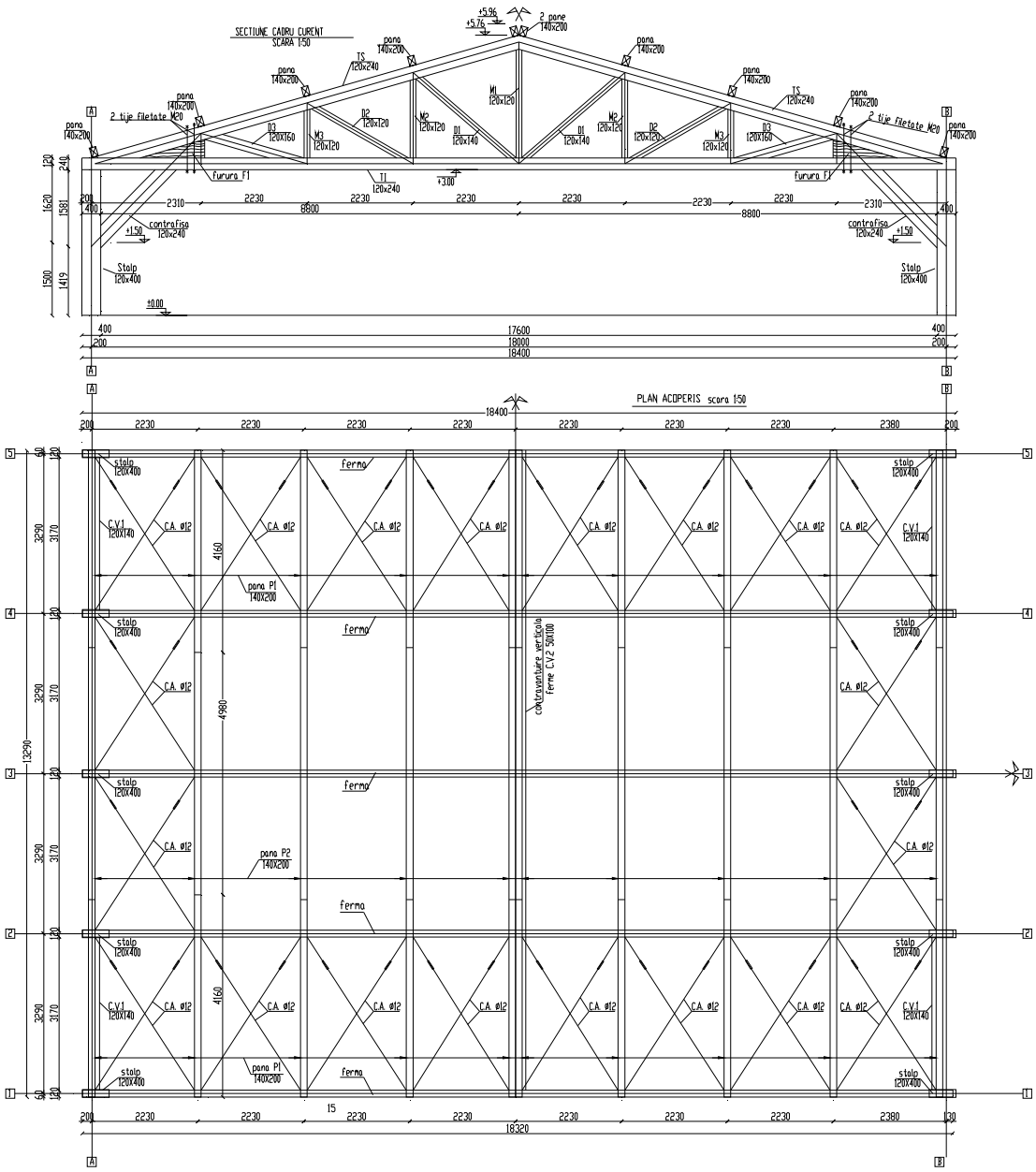


Figura E 9.1. Sectiune transversala si plan structura de rezistenta din lemn lamelat incleiat pentru hala tip depozit

E 9.2. Evaluarea incarcarilor

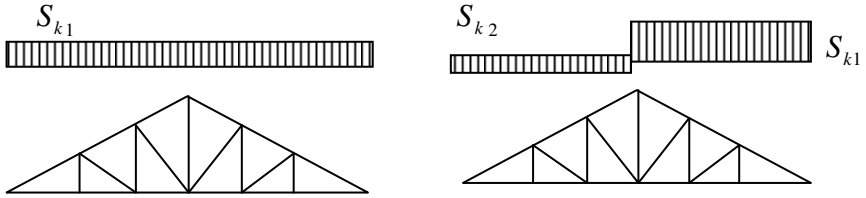
Incarcari permanente:

- Greutatea elementelor de acoperis (panouri sandwich) = 30 daN/m^2
- Spatiu tehnic = 75 daN/m^2

Total = 105 daN/m^2

Incarcarea data de zapada:

- Valoarea normata a incarcarii din zapada: $S_k = \gamma_{Is}\mu_i C_e C_t s_k$



$S_{k1} = \gamma_{Is}\mu_1 C_e C_t s_k$ = 160 *daN/m^2*

$S_{k2} = 0{,}5\gamma_{Is}\mu_1 C_e C_t s_k$ = 80 *daN/m^2*

$S_{k1} = \gamma_{Is}\mu_1 C_e C_t s_k$ = 160 *daN/m^2*

unde

s_k = 2.00 *kN/m^2* valoarea caracteristica a încarcarii din zapada pe sol [kN/m^2], în amplasament;

c_e = 1.0 coeficientul de expunere al constructiei în amplasament;

c_t = 1.0 coeficient de termic;

μ_i = 0.8 coeficientul de forma al încarcarii din zapada pe acoperis;

γ_{Is} = 1.0 factorul de importanta-expunere pentru actiunea zapezii.

Incarcarea data de vant:

Presiunea vântului la înălţimea z deasupra terenului, $w(z) = \gamma_{Iw} q_p(z_e)\, c_p$

γ_{Iw} = 1.0 factorul de importanta-expunere.

$q_p(z_e)$ valoarea de vârf a presiunii dinamice a vântului evaluata la cota ze;

$c_p = c_{pe} - c_{pi}$ coeficientul aerodinamic de presiune (c_{pe} pentru suprafeţe exterioare şi c_{pi} pentru suprafeţe interioare).

$$q_p(z_e) = c_e(z)\, q_b$$

$c_e(z) = 1.31$ factor de expunere la înălţimea z deasupra terenului; se consideră teren categoria III;

$q_b = 0.5$ *kN/m^2* valoarea de referinta a presiunii dinamice a vântului

- Coeficienţii de presiune exterioară, $c_{pe,10}$ sunt daţi în tabele;

- *Pentru coeficienţii de presiune interioară, c_{pi}*, pentru clădirile închise cu partiţionări interioare şi goluri prevăzute cu ferestre se pot utiliza valorile extreme:

$c_{pi} = 0.2$ sau $c_{pi} = - 0.3$

E 9.3. Gruparea efectelor structurale ale actiunilor

SLU fara considerarea actiunii seismice:

1,35 P + 1,5 S_{k1}

1,35 P + 1,5 S_{k2} (S_{k1}) + 1.05 w(z)

1,35 P + 1,5 w(z) + 1.05 S_{k2} (S_{k1})

SLU cu considerarea actiunii seismice:

1,35 P + 0.4 S_{k1} + Seism

SLS:

1.0 P + 1.0 S_{k2} (S_{k1}) + 1.0 w(z)

1.0 P + 0.4 S_{k1} + Seism

E 9.4. Evaluarea incarcarilor seismice

Actiunea seismica a fost modelata folosind metoda fortelor seismice statice echivalente. Actiunea fortelor laterale a fost considerata separat pe directiile principale de rezistenta ale cladirii.

$F_b = \gamma_I \times S_d(T1) \times m \times \lambda$ = 1.0 x 0.30 x 2.50 / 2.5 x 1.00 = *0.30 x mg*

Factorul de comportare q = 2.5 in conformitate cu P100-1, tabelul 9.2.

E 9.5. Verificarea elementelor structurale

Eforturile maxime care vor conduce la dimensionarea elementelor structurale au rezultat din combinatia:

1,35 P + 1,5 S_{k2} (S_{k1}) + 1.05 w(z)

In continuare, sunt prezentate succint calculele de dimensionare ale elementelor conform normativului NP005/2003 - Cod pentru calculul şi alcătuirea elementelor de constructie din lemn (tabelul E 9.5.1 si tabelul E 9.5.2).

Tabelul E 9.5.1 Elemente supuse la intindere. Dimensionare din conditia de capacitate de rezistenta a barelor.

Nr.	b	h	N_r	N_{ef}
	(mm)	(mm)	(tf)	(tf)
M1 central	120	100	10.18	2.60
M2 interm	120	100	10.18	2.10
D3 marginal	120	100	10.18	4.23
TI	120	160	12.22	11.60

Tabelul E 9.5.2 Elemente supuse la compresiune. Dimensionare din conditia de capacitate de rezistenta a barelor.

Element	b	h	l	C_r	C_{ef}
	(mm)	(mm)	(m)	(tf)	(tf)
TS	120	180	2.35	13.00	12.24
D1 central	120	140	2.90	7.20	6.65
D2 interm	120	100	2.60	6.40	4.28
Contrafisa	120	160	2.8	8.70	7.96
Stalp	120	260	3.20	10.80	8.95

Notă : Dimensiunile barelor au fost stabilite luand in considerare sortimentul de grinzi, care au latimea minima de 100 mm.

Dimensiunile finale ale barelor au rezultat in urma efectuarii calculului de deplasari laterale si de imbinari (tabelul E 9.5.3 si tabelul E 9.5.4). Au fost considerate imbinari cu tije (buloane cu diametrul φ12 si φ16) si placute metalice de 5 mm grosime.

Tabelul E 9.5.3 Elemente supuse la intindere paralela cu fibrele. Verificarea barelor, dupa dispunerea tijelor in imbinari.

Element	b	h	T_r	N_{ef}
	(mm)	(mm)	(tf)	(tf)
M1 central	120	120	12.22	2.60
M2 interm	120	120	12.22	2.10
D3 marginal	120	160	16.30	4.23
TI	120	240	24.44	11.60

Tabelul E 9.5.4 Elemente supuse la compresiune paralela cu fibrele. Verificarea barelor, dupa dispunerea tijelor in imbinari

Element	*b*	*h*	*Lungime l*	C_r	C_{ef}
	(mm)	(mm)	(m)	(tf)	(tf)
TS	120	240	2.35	17.30	12.24
D1 central	120	140	2.90	7.10	6.65
D2 interm	120	120	2.60	7.50	4.28
Contrafisa	120	240	2.8	13.00	7.96
Stalp	120	400	3.20	16.60	8.95

Precum rezulta din analiza tabelelor E 9.5.1, E 9.5.2, E 9.5.3 si E 9.5.4, capacitatile de rezistenta ale elementelor structurale sunt mai mari decat eforturile efective – dimensiunile elementelor sunt mai mari decat cele necesare din calculul barelor.

Din cauza distantelor minime obligatorii intre tije, a fost necesara marirea dimensiunii elementelor, ceea ce a condus la dimensiunile finale prezentate in tabelele E 9.5.3 si E 9.5.4. In tabelul E 9.5.5 se prezinta diametrele buloanelor si numarul de tije necesare pentru imbinarea zabrelelor de elementele de talpa, a contrafisei de stalp, precum si a stalpului la baza.

Tabel E 9.5.5 Elemente supuse la compresiune paralela cu fibrele.

Element	*b*	*h*	*d bulon*	*n tije*	*N Efectiva*
	(mm)	(mm)			(tf)
M1 central	120	120	12	5	2.6
M2 interm	120	120	12	4	2.1
TI marginal	120	240	16	11	11.61
Diag. D3	120	160	16	4	4.23
TS central	120	240	16	5	5.04
TS marginal	120	240	16	11	11.16
D1 central	120	120	12	12	6.65
D2 interm	120	120	12	7	4.28
Contrafisa	120	240	16	8	7.96
Stalp baza	120	400	16	9	8.95

E 9.6. Verificarea deplasarilor laterale

Deplasarile laterale se determina din urmatoarea combinatie de incarcari :

1.00 P + 0.4 S_{k1} + Seism

Verificarea deplasarilor se face în conformitate Anexa E din P100-1:

SLS: $d_r^{SLS} = \nu\, q\, d_{re} \leq d_{r,a}^{SLS}$

Deplasarea laterala maxima determinata - $d_{etabs} = 0.0144m$

d_r^{SLS} = 0.5 x 2.5 x 0.0144 = 0.018m < $d_{r,a}^{SLS}$ = 0.0075 h = 0.0225m

unde ν=0.5 pentru clasa III de importanta

SLU: $d_r^{SLU} = c\, q\, d_{re} \leq d_{r,a}^{SLU}$

d_r^{SLU} = 2.0 x 2.5 x 0.0144 = 0.072m < $d_{r,a}^{SLU}$ = 0.025 h = 0.075m

E 9.7. Concluzii

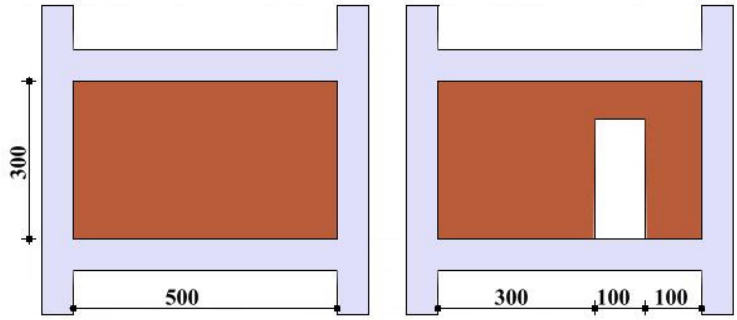
Din analiza prin calcul a structurii de rezistenta din lemn lamelat incleiat, de tip cadre cu stalpi si ferme cu zabrele dispuse transversal, efectuata conform prevederilor din prescriptiile tehnice in vigoare, s-a constat ca:

- structura de rezistenta propusa spre analiza face parte din gama curenta a constructiilor tip hala cu deschideri medii, fara stalpi interiori, utilizate pentru productie, depozitare, sali de sport pentru agrement si de intruniri publice ;
- actiunile luate in considerare corespund prescriptiilor tehnice in vigoare ;
- s-au considerat pentru calcul actiunile climatice si seismice corespunzatoare zonei Bucuresti care sunt peste media incarcarilor curente ;
- dimensiunile elementelor de constructie calculate din conditia de rezistenta a barelor tensionate, respectiv comprimate, sunt mult mai reduse decat dimensiunile elementelor stabilite din conditia de respectare a distantelor de amplasare a tijelor in imbinari ;
- elementele structurale de rezistenta ale fermei (talpa superioara, talpa inferioara, montanti, si diagonale, precum si stalpii) au rezultat cu sectiuni impuse din conditia de dispunere a tijelor in imbinari.

E 10. PREVEDERI SPECIFICE PENTRU COMPONENTELE NESTRUCTURALE ALE CONSTRUCŢIILOR (CNS)

E 10.1 Verificarea unui perete despărţitor de zidărie cu elemente ceramice

E 10.1.1. Perete despărţitor plin



A - perete plin B - perete cu gol de uşă

E 10.1.1.1. Date generale

Perete despărţitor plin (fără gol de uşă/fereastră) cu dimensiunile 11.5 x 300 x 500 cm (rezemat pe planşeu, fixat lateral şi sub grinda structurii, la partea superioară ⇒ rezemare simplă pe contur):

- Clădire P+3E (n_{niv}= 4). Perete amplasat la etajul 3 (nivelul 4).
- Înălţimea parterului : H_{parter} = 4.20 m
- Înălţimile etajelor H_{etaj} = 3.60 m
- Cota planşeului de reazem z_3 = 4.20 + 2 x 3.60 = 11.40 m
- Cota planşeului superior z_4 = 15.00 m (acoperiş)
- Destinaţia clădirii: spital
- Amplasament : ***Bucureşti*** (a_g = 0.30g)

E 10.1.1.2. Materiale şi rezistenţe de calcul

- Cărămidă plină (f_b = 10 N/mm^2), mortar M5
- Greutatea volumetrică a zidăriei 1800 daN/m^3, greutatea volumetrică a mortarului 2000 daN/m^3
- Rezistenţele caracteristice la încovoiere perpendicular pe plan (Cod CR 6 tabelul 4.6)
  - rupere paralel cu rostul orizontal f_{xk1} = 0.240 N/mm^2
  - rupere perpendicular pe rostul orizontal f_{xk2} = 0.480 N/mm^2
- Rezistenţele de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui pentru ULS (γ_{zid} = 1.50 - pentru pereţi nestructurali în interiorul clădirii-a se vedea P100-1 Cap.10):
  - rupere paralel cu rostul orizontal f_{xd1} = 0.240/1.50 = 0.160 N/mm^2
  - rupere perpendicular pe rostul orizontal f_{xd2} = 0.320 N/mm^2

E 10.1.1.3. Calculul forţei seismice convenţionale

- Greutatea proprie a peretelui g = 0.115 x 1800 + 2 x 0.02 x 2000 ≅ 290 daN/m^2
- Acceleraţia terenului pentru proiectare a_g = 0.30 g

- Factorul de importanţă al peretelui $\gamma_{perete} = \gamma_{clădire} = 1.4$ (spital⇒ clasa de importanţă I)
- Factorul de amplificare dinamică al peretelui $\beta_{perete} = 1.00$
- Factorul de comportare (reducerea efectului acţiunii seismice) $q_{perete} = 2.50$
- Coeficientul mediu de amplificare a acceleraţiei terenului pe înălţimea clădirii la etajul 3 (nivelul 4)
  - $K(z_{inf}) = 1 + 2\frac{11.40}{15.00} = 2.52$
  - $K(z_{sup}) = 3.00$
  - K (4) = 0.5 x (2.52 + 3.00) = 2.76
- Forţa seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafaţa peretelui:
  - pentru ULS :

$$V_{Ed}(ULS) = F_{perete}^{ULS} = \frac{1.4\ x\ 0.30g\ x\ 1.0\ x\ 2.76}{2.50}\ x\ \frac{290}{g} = 135daN/m^2$$

- Momente încovoietoare în perete sub acţiunea încărcărilor seismice
  - raportul laturilor $\lambda = h_w/l_w = 300 / 500 = 0.60$
  - raportul rezistenţelor $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 0.5$
  - din Codul CR6 Cap.6, avem, prin interpolare, $\alpha = 0.0344$
    - $M_{Ex1} = \mu\alpha W_{Ed}\ l_w^2$
    - $M_{Ex2} = \alpha W_{Ed} l_w^2$
- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:
  - $M_{Exd1} = 0.5 \times 0.0344 \times 0.135 \times 5.0^2 \cong 0.058$ tm
  - $M_{Exd2} = 0.0344 \times 0.135 \times 5.0^2 \cong 0.116$ tm

E 10.1.1.4. Caracteristicile de rezistenţă ale peretelui

- Modulul de rezistenţă elastic $W_{el} = \frac{100\ x11.5^2}{6} = 2205\ cm^3/m$

E 10.1.1.5. Verificarea rezistenţei peretelui

- Efortul unitar în zidărie din greutatea proprie a peretelui la mijlocul înălţimii

$$\sigma_d = \frac{\frac{h_{niv}}{2} G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{1.50 \times 290}{11.5 \times 100} = 0.378 kg/cm^2$$

- Momentul încovoietor capabil

$M_{cap} = (\sigma_d + f_{xd1}) W_{el} = (0.378 + 1.60) \times 2205 = 4360 kgcm = 0.0436\ tm$
$< M_{Exd1} = 0.058$ tm

Condiţia de rezistenţă pentru cutremurul cu $a_g = 0.30g$ **<u>nu este satisfăcută</u>.**

E 10.1.1.6. Posibilitate de corectare

<u>Propunere 1:</u> *Executarea peretelui din elemente cu goluri verticale (45%) cu grosimea de 120 mm, cu mortar M10.*

- Greutatea peretelui tencuit pe unitatea de suprafaţă, ţinând seama şi de greutatea mortarului din rost (a se vedea P100-1, Cap.8, exemplul nr.2) devine g = 215 daN/m^2
- Forţa seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafaţa peretelui:

$$V_{Ed}(ULS) = F_{perete}^{ULS} = \frac{1.4\ x\ 0.30g\ x\ 1.0\ x\ 2.76}{2.50}\ x\ \frac{215}{g} \cong 100.0daN/m^2$$

- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:
  $M_{Exd1} = 0.5 \times 0.0344 \times 0.100 \times 5.0^2 \cong 0.042$ tm
  $M_{Exd2} = 0.0344 \times 0.100 \times 5.0^2 \cong 0.084$ tm
- Modulul de rezistenţă elastic
  $W_{el} = \frac{100\ x12.0^2}{6} = 2400\ cm^3$/m
- Efortul unitar de compresiune în zidărie din greutatea proprie a peretelui
  $\sigma_d = \frac{\frac{h_{niv}}{2} G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{1.50 \times 215}{12.0 \times 100} = 0.268 kg/cm^2$
- Momentul încovoietor capabil
  $M_{cap} = (\sigma_d + f_{xd1}) W_w = (0.268 + 1.60) \times 2400 = 4480 kgcm =$
  $0.0448\ tm$ < M_{Exd1}= 0.058 tm

Condiţia de rezistenţă pentru cutremurul de proiectare nu ***este satisfăcută*** !

Propunere 2: Executarea peretelui din elemente cu goluri verticale (45%) cu grosimea de 140 mm, cu mortar M10.

- Greutatea peretelui tencuit pe unitatea de suprafaţă, ţinând seama şi de greutatea mortarului din rost - elemente LD (a se vedea Cap.8, exemplul 2) devine

  g ≅ 240 daN/m^2
- Forţa seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafaţa peretelui:
  $V_{Ed}(ULS) = F_{perete}^{ULS} = \frac{1.4\ x0.30g\ x1.0\ x2.76}{2.50} x \frac{240}{g} \cong 111.0 daN/m^2$
- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:
  $M_{Exd1} = 0.5 \times 0.0344 \times 0.111 \times 5.0^2 \cong 0.047$ tm
  $M_{Exd2} = 0.0344 \times 0.111 \times 5.0^2 \cong 0.094$ tm
- Modulul de rezistenţă elastic
  $W_{el} = \frac{100 \times 14.0^2}{6} = 3267 cm^3/m$
  Efortul unitar de compresiune în zidărie din greutatea proprie a peretelui
- $\sigma_d = \frac{\frac{h_{niv}}{2} G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{1.50 \times 240}{14.0 \times 100} = 0.257 kg/cm^2$
- Momentul încovoietor capabil

$M_{cap} = (\sigma_d + f_{xd1}) W_w = (0.257 + 1.60) \times 3267 = 6067 kgcm = 0.0607\ tm$
> M_{Exd1}=0.058 tm

Condiţia de rezistenţă pentru cutremurul de proiectare ***este satisfăcută*** !

E 10.1.2. Perete despărţitor cu gol de uşă

E 10.1.2.1 Date generale

Se verifică peretele din exemplul Nr.1.A cu modificarea de la 1.A.5 (propunerea 2) considerând că are un gol de uşă cu lăţimea de 1.0 m în poziţia din figură (panoul are rezemare pe trei laturi).

E 10.1.2.2 Materiale şi rezistenţe de calcul

⇒ Idem **E 10.1.1.2**

E 10.1.2.3 Calculul forţei seismice static echivalente
⇒ Idem **E 10.1.1.3**

E 10.1.2.4 Calculul momentelor încovoietoare în perete

- Raportul laturilor $\lambda = h_w/l_w = 300/300 = 1.00$
- Coeficientul $\alpha = 0.113$ (din **CR6** - ***schema C***) pentru $\mu = 0.5$
  $M_{Ex1} = \mu\alpha W_{Ed} l_w^2 = 0.5 \times 0.113 \times 102.0 \times 3.0^2 \cong 51.9$ daNm/m [5190 kgcm/m]

E 10.1.2.5 Verificarea condiţiei de rezistenţă

- Momentul capabil al peretelui $M_{cap} = 6067$ kgcm/m → idem **1.A.5.**
- Condiţia de rezistenţă ***este satisfăcută***

E 10.2 Verificarea unui panou de zidărie înrămată într-un cadru de beton armat pentru acțiunea seismică în planul peretelui

E 10.2.1. Date temă

E 10.2.1.1 Cadru din beton armat P+3E (4 niveluri)

- deschidere interax $l_0 = 500$ cm
- înălţime de nivel $h_{et} = 320$ cm
- stâlpi 45 x 45 cm (toate nivelurile)
- grinzi 25 x 50 cm (toate nivelurile)
- beton C16/20

E 10.2.1.2 Panoul de zidărie:

- panou de zidărie din cărămidă plină, t = 25 cm
- dimensiunile panoului (500-45) × (320-50) = 455 × 270 cm
- materiale pentru zidărie:
  * cărămidă $f_b = 7.5$ N/mm^2 şi $f_{bh} = 2.0$ N/mm^2
  * mortar M5

E 10.2.1.3. Caracteristicile mecanice de rezistenţă şi deformabilitate ale materialelor:

- beton:
  - $E_b = 27000$ N/mm^2
- zidărie
  - rezistenţa unitară caracteristică la compresiune $f_k = 2.9$ N/mm^2
  - coeficientul de siguranţă pentru zidărie $\gamma_M = 1.9$
  - rezistenţa unitară de proiectare la compresiune:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{2.9}{1.9} = 1.53 / mm^2$$

  - rezistenţa unitară caracteristică la compresiune paralel cu rosturile orizontale (→CR 6- tab.4.4 pentru $f_{bh} = 2.0$ N/mm^2 şi M5)
    $f_{kh} = 1.44\ N/mm^2$
  - rezistenţa unitară de proiectare la compresiune paralel cu rosturile orizontale (→CR 6- tab4.4 pentru $f_{bh} = 2.0$ N/mm^2 şi M5)

$$f_{dh} = \frac{f_{kh}}{\gamma_M} = \frac{1.44}{1.9} = 0.76 N / mm^2$$

  - rezistenţa unitară caracteristică la forfecare sub efort de compresiune zero : $f_{vk0} = 0.20\ N/mm^2$ (→ CR 6, 4.1.1.2.1, tab.4.3)
  - rezistenţa unitară de proiectare la forfecare sub efort de compresiune zero :

$$f_{vd0} = \frac{f_{vk0}}{\gamma_M} = \frac{0.20}{1.9} = 0.105 N / mm^2$$

  - modulul de elasticitate longitudinal al zidăriei $E_z = 1000\ f_k = 2900$ N/mm^2

E 10.2.1.4. Caracteristicile geometrice şi mecanice ale panoului de zidărie:

- lungimea panoului : $l_p = 500 - 45 = 455$ cm
- înălţimea panoului : $h_p = 320 - 50 = 270$ cm
- aria secţiunii orizontale a panoului $A_p = t_p \times l_p = 25 \times 455 = 11375$ cm^2
- factorul de formă al panoului $\lambda_p = \frac{h_p}{l_p} = \frac{270}{455} \cong 0.60$
- lungimea diagonalei panoului: $D_p = \sqrt{l_p^2 + h_p^2} = \sqrt{455^2 + 270^2} \cong 530cm$
- lăţimea diagonalei echivalente $d_p = \frac{D_p}{10} = \frac{530}{10} = 53cm$ ($\rightarrow$P100-1)

$$\cos\theta = \frac{l_p}{D_p} = \frac{455}{530} = 0.858 \Rightarrow \cos^2\theta = 0.737$$

- aria diagonalei echivalente pentru panoul plin:
  $A_{dp} = d_p$ x t = 53 x 25 = 1325 cm^2

E 10.2.1.5 Caracteristicile geometrice ale cadrului:

- momentul de inerţie al stâlpului $I_s = \frac{45^4}{12} = 34.2\text{x}10^4\,\text{cm}^4$
- lăţimea echivalentă a stâlpului pătrat

$$b_{st,ech} = \sqrt[4]{6 \times 2I_s} = \sqrt[4]{6 \times 2 \times 34.2 \times 10^4} = 45.0cm$$

E 10.2.1.6. Forţe laterale din cutremur (determinate din calculul structurii)

- Planşeu peste nivel 4 $\Rightarrow$ 100 kN
- Planşeu peste nivel 3 $\Rightarrow$ 75 kN
- Planşeu peste nivel 2 $\Rightarrow$ 50 kN
- Planşeu peste nivel 1 $\Rightarrow$ 25 kN

E 10.2.2. Eforturi în diagonalele echivalente

Valori rezultate din calculul de cadru plan cu diagonale din zidărie articulate la capete.

* D_1 (nivel 1) = 112 kN
* $\boxed{D_2 = 148\text{ kN}}$ - valoarea maximă
* D_3 = 117 kN
* D_4 = 71 kN

E 10.2.3. Rezistenţele de proiectare ale panourilor de zidărie

E 10.2.3.1 Valorile coeficienţilor de calcul

Au fost obţinute prin interpolare în tabelele 10.3 şi 10.4 din P100-1 următoarele:

- $k_{1,pan} = 1.30$
- $k_{2,pan} = 2.00$
- $k_{3,pan} = 0.59$
- $k_{4,pan} = 0.117$
- $k_{5,pan} = 1.70$

E 10.2.3.2 Rezistenţa de proiectare corespunzător mecanismului de rupere prin lunecare din forţă tăietoare în rosturile orizontale (F_{Rd1})

$F_{Rd1}(zic) = f_{vd0} \times A_{pan} \times k_{1,pan} = 1.05 \times 11375 \times 1.30 = 15530$ kg $\cong 15.5$ tone

E 10.2.3.3 Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de rupere prin fisurare înclinată

$F_{Rd2}(zic) = f_{vd0} \times A_{pan} \times k_{2,pan} = 1.05 \times 11375 \times 2.00 = 23900$ kg$= 23.9$ tone

E 10.2.3.4 Rezistenţa de proiectare corespunzătoare mecanismului de cedare prin strivirea diagonalei comprimate:

$F_{Rd31} = f_d \times b_{st,ech} \times t_p \times k_{3,pan} \times k_{5,pan} = 15.3 \times 45.0 \times 25.0 \times 0.59 \times 1.70 = 17260$ kg $\cong$ 17.3 tone

$F_{Rd32} = f_{dh} \times A_{pan} \times k_{4,pan} = 7.6 \times 11375 \times 0.117 = 10115$ kg $\cong 10.1$ tone

$F_{Rd3} = \min(F_{Rd31}, F_{Rd32}) = 10.1$ tone $= 101$ kN

Condiţia de siguranţă nu este îndeplinită.

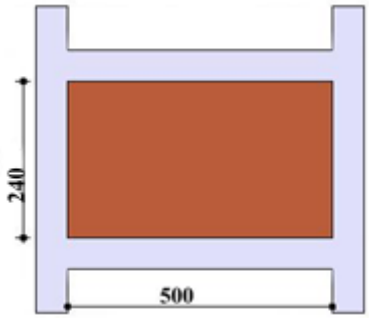
E 10.2.4. Posibilitate de corectare

$\Rightarrow$ Se aleg elemente pentru zidărie cu $f_{bh} = 4.0$ N/mm^2 şi mortar M10 pentru care $f_{kh} = 2.37$ N/mm^2 $\rightarrow f_{dh} = 1.25$ N/mm^2

Rezultă $F_{Rd32} = 12.5 \times 11375 \times 0.117 = 16.6$ tone $> D_{niv,2}$ OK!

E 10.3 Verificarea unui perete de faţadă din zidărie de BCA înrămat în cadru de beton pentru acţiunea seismică perpendiculară pe planul peretelui

E 10.3.1.Date generale



E 10.3.1.1 Perete de faţadă înrămat (fără gol de uşă/fereastră) cu dimensiunile 30 x 240 x 500 cm (rezemat pe planşeu, fixat lateral şi sub grinda structurii, la partea superioară $\Rightarrow$ rezemare simplă pe contur)-

- Clădire P+8E (n_{niv}= 9). Perete amplasat la etajul 8 (nivelul 9).
- Înălţimile etajelor (inclusiv parterul) H_{etaj} = 3.00 m
- Cota planşeului de reazem z_{1nf} = 8 x 3.00 = 24.00 m
- Cota planşeului superior z_{sup} = 9 x 3.00 = 27.0 m (acoperiş)
- Destinaţia clădirii: locuinţe
- Amplasament : ***Bucureşti*** (a_g = 0.30g)

E 10.3.1.2.Materiale şi rezistenţe de calcul

- Elemente pline (f_b = 5.0 N/mm^2), mortar M5
- Densitatea de proiectare a elementelor (care ţine seama de umiditatea medie în exploatare)
  $\rho(kg / m3) = 85(f + 2) = 600kg / m$
- Greutatea volumetrică a mortarului 2000 daN/m^3
- Greutatea peretelui tencuit pe 1 m^2 g $\cong$ 210 kg/m^2
- Rezistenţele caracteristice ale zidăriei la încovoiere perpendicular pe planul peretelui :
  - rupere paralel cu rostul orizontal f_{xk1} =0.10 N/mm^2
  - rupere perpendicular pe rostul orizontal f_{xk2} = 0.20 N/mm^2
- Rezistenţele de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui pentru ULS (γ_{zid} = 1.90 - pentru pereţi înrămaţi de faţadă - a se vedea P100-1, Cap.10)
  - rupere paralel cu rostul orizontal f_{xd1} = 0.100/1.90 = 0.052 N/mm^2
  - rupere perpendicular pe rostul orizontal f_{xd2} = 0.104 N/mm^2

E 10.3.2.Calculul forţei seismice convenţionale

- Acceleraţia terenului pentru proiectare a_g = 0.30 g
- Factorul de importanţă al peretelui $\gamma_{perete} = \gamma_{clădire}$ = 1.0 (birouri, clasa de importanţă III)
- Factorul de amplificare dinamică al peretelui β_{perete} = 1.00
- Factorul de comportare (reducerea efectului acţiunii seismice) q_{perete} = 1.50
- Coeficientul mediu de amplificare a acceleraţiei terenului pe înălţimea clădirii la etajul 3 (nivelul 4)

- $K(z_{inf}) = 1 + 2\frac{24.0}{27.0} = 2.78 \qquad K(z_{sup}) = 3.00$
- K (4) = 0.5 x (2.78 + 3.00) = 2.89

- Forţa seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafaţa peretelui:

$$V_{Ed}(ULS) = F_{perete}^{ULS} = \frac{1.0\ x\ 0.30g\ x\ 1.0\ x\ 2.89}{1.50}\ x\ \frac{210}{g} = 121.4 daN/m^2$$

- Momente încovoietoare în perete sub acţiunea încărcărilor seismice
  - raportul laturilor $\lambda = h_w/l_w = 240 / 500 = 0.48$
  - raportul rezistenţelor $\mu = f_{xk1}/f_{xk2} = 0.5$
  - din Codul CR6 Cap.6, avem, prin interpolare, $\alpha = 0.041$
    * $M_{Ex1} = \mu\alpha W_{Ed} l_w^2 \qquad M_{Ex2} = \alpha W_{Ed} l_w^2$
- Momente încovoietoare produse de încărcarea seismică pentru ULS:
  - $M_{Exd1} = 0.5 \times 0.041 \times 0.1214 \times 5.0^2 \cong 0.062$ tm
  - $M_{Exd2} = 0.041 \times 0.135 \times 5.0^2 \cong 0.124$ tm

E 10.3.3. Caracteristicile de rezistenţă ale peretelui

Modulul de rezistenţă elastic $W_{el} = \frac{100\ x30.0^2}{6} = 15000\ cm^3$ /m

E 10.3.4. Verificarea rezistenţei peretelui

- Efortul unitar în zidărie din greutatea proprie a peretelui la mijlocul înălţimii

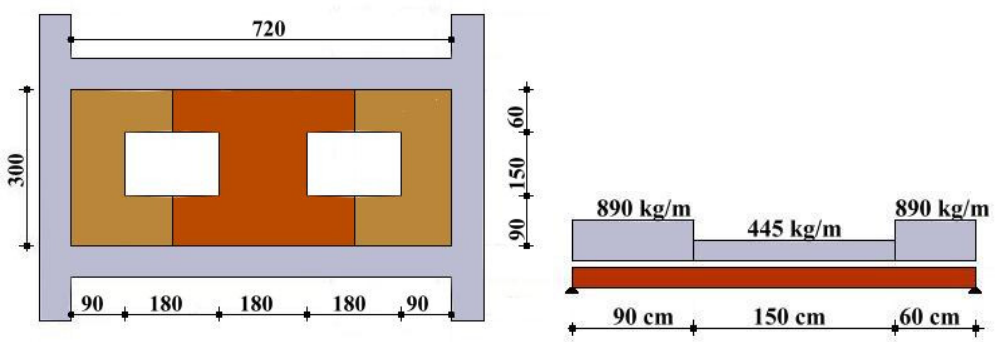
$$\sigma_d = \frac{\frac{h_{niv}}{2} G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{1.20 \times 210}{30.0 \times 100} = 0.084 kg/cm^2$$

- Momentul încovoietor capabil este

$M_{cap} = (\sigma_d + f_{xd1}) W_{el} = (0.084 + 0.52) \times 15000 = 9060\ kgcm = 0.090\ tm$

Condiţia de rezistenţă pentru cutremurul cu $a_g = 0.30g$ ***<u>este satisfăcută</u>***.

E 10.4 Verificarea unui perete de fațadă cu goluri de ferestre realizat din zidărie cu elemente ceramice



E 10.4.1.Date generale

- Perete de faţadă (înrămat în cadru) 30 x 300 x 720 cm ⇒ rezemare simplă pe contur) - cu goluri de ferestre ca în figură.
- Clădire P+1E (n_{niv}= 2). Perete amplasat la etajul 1 (nivelul 2).
- Înălţimile etajelor H_{etaj} = 3.60 m
- Cota planşeului de reazem z_1 = 3.60 m
- Cota planşeului superior z_2 = 7.20 m (acoperiş)
- Destinaţia clădirii: şcoală generală cu 8 clase
- Amplasament: ***Câmpulung Muscel*** (a_g = 0.30g)

E 10.4.2.Materiale și rezistențe de calcul

- Cărămidă cu goluri 45 % goluri f_b = 10 N/mm2 mortar M10
- Greutatea volumetrică a zidăriei 0.55 x 1800 daN/m3 = 990 kg/m3
- Greutatea volumetrică a tencuielii 2000 daN/m3 → 2 × 0.02 × 2000 = 80 kg/m2
- Greutatea peretelui tencuit 0.30 × 990 + 80 = 380 kg/m^2
- Rezistenţele de proiectare la încovoiere perpendicular pe planul peretelui pentru ULS la pereţi de faţadă (***γ_{zid} = 1.9***)
  - rupere paralel cu rostul orizontal f_{xd1} = 0.126 N/mm^2 [1.26 kg/cm^2]
  - rupere perpendicular pe rostul orizontal f_{xd2} = 0.252 N/mm^2 [2.52 kg/cm^2]

E 10.4.3.Calculul forței seismice statice echivalente

- Acceleraţia terenului pentru proiectare a_g = 0.30 g
- Coeficientul de importanţă al peretelui ***γ_{perete} = $\gamma_{clădire}$ = 1.2*** (şcoală cu peste 250 persoane ⇒ clasa de importanţă II)
- Coeficientul de amplificare dinamică al peretelui β_{perete} = 1.00
- Coeficientul de reducere a efectului acţiunii seismice q_{perete} = 1.50
- Coeficientul mediu de amplificare a acceleraţiei terenului pe înălţimea clădirii la etajul 1 (nivelul 2)

$$K(z_1) = 1 + 2\frac{3.60}{7.20} = 2.00 \quad K(z_2) = 3.00$$

K_z (2) = 0.5 x (2.00 + 3.00) = 2.50

- Forţa seismică de proiectare, uniform distribuită normal pe suprafaţa peretelui:

$$W_{Ed} \equiv F = \frac{1.2\ x\ 0.30g\ x\ 1.0\ x\ 2.50}{1.50}\ x\ \frac{380}{g} = 248.0daN/m^2$$

E 10.4.4 Calculul momentului încovoietor în montantul central

- Montantul este fixat numai sus şi jos (liber pe laturile verticale)
- Momentul încovoietor se calculează ca pentru o grindă cu deschiderea de 300 cm
- Încărcarea de calcul se calculează înmulţind valoarea W_{Ed} cu lăţimea zonelor aferente de zidărie
- Momentul maxim este M_{Ed1} = 686 kgm [68600 kgcm]
- Efortul unitar în secţiunea de la mijlocul înălţimii montantului

$$\sigma_d = \frac{G_{zid}}{A_{zid}} = \frac{(0.60 \times 3.6 + 0.75 \times 1.80) \times 0.380}{30 \times 100} = 0.443\ kg/cm^2$$

- Modulul de rezistenţă al montantului
- $W = \frac{180 \times 30^2}{6} = 27000\ cm^3$
- Momentul capabil maxim

$$M_{cap} = (0.443 + 1.26) \times 27000 = 511.1 kgm < M_{Ed1} = 686 \text{ kgm}$$

- Condiţia de rezistenţă ***nu este satisfăcută***

E 10.4.5. Posibilitate de corectare

Propunere 1

Introducerea unui stâlpişor de beton armat în axul montantului central

Propunere 2

Bordarea golurilor cu stâlpişori din beton armat

E 10.5 Determinarea cerințelor de deplasare pentru un panou publicitar

E 10.5.1. Date generale

- Panou de reclamă luminoasă cu dimensiunile 9.00 x 3.50 m
- Condiţii de fixare: în câte două puncte la nivelul planşeelor peste etajele 7 şi 8 ale unei clădiri de birouri cu P+8 etaje; toate etajele au înălţimea de 3.50 m.
- Cota de prindere la etajul inferior $h_{et,inf}$ = 28.0 m
- Cota de prindere la etajul superior $h_{et,sup}$ = 31.5 m
- Structura clădirii este din beton armat, de tip *dual cu pereţi preponderenţi* şi se încadrează în *clasa de ductilitate H*.
- Reclama prinsă în mai multe puncte pe anvelopa clădirii este o **CNS** sensibilă la efectul *indirect* al acţiunii seismice -deplasările relative ale punctelor de prindere

E 10.5.2. Calculul deplasărilor relative între punctele de prindere

E 10.5.2.1. Cazul I.

Sunt cunoscute deplasările sistemului structural în punctele de prindere determinate prin calcul static elastic sub încărcările seismice de proiectare:

- d_e(+28.00 m) = 52 mm d_e(+31.50 m) = 60 mm
- Calculul deplasării elastice pentru **SLS** se face cu relaţia $d_s = \nu q d_e$

unde

- ν = 0.7 pentru elementele ataşate anvelopei amplasate pe faţadele către spaţiile publice ;
- $q = 5\alpha_u/\alpha_1$
- α_u/α_1 = 1.25 pentru structuri dual cu pereţi preponderenţi .
- Deplasarea relativă pentru SLS, între cotele +28.00 ÷ +31.50

$$\Delta d_s = 0.7 \times 5.0 \times 1.25 \times (60.0 - 52.0) = 35.0 \text{ mm}$$

E 10.5.2.2.Cazul II.

Nu sunt cunoscute deplasările elastice d_e .

- Se presupune că au fost respectate condiţiile de limitare a deplasărilor relative de nivel impuse de codul în vigoare la data proiectării clădirii.
- Presupunem condiţia de limitare a deplasărilor $\delta_a = \rho h_{et}$, cu ρ = 0.005 .
- Deplasarea relativă pentru calculul prinderilor la SLS trebuie să aibă ca limită superioară valoarea

$$\Delta \le \nu q(h_{et,sup} - h_{et,inf})\rho$$

Ceea ce revine la

$$\Delta \le 0.7 \times 5 \times 1.25 \times (31500-28000) \times 0.005 = 76.5 \text{ mm}$$

adică mai mare cu 118% decât valoarea corespunzătoare situaţiei în care deplasările calculate sunt cunoscute.

În această situaţie se recomandă ca structura reclamei şi prinderile acesteia să poată prelua valoarea limită determinată ca în cazul II.

E 10.6 Calculul prinderilor cu buloane pentru un echipament (prinderi fixe)

E 10.6.1. Date generale

- Echipament fixat rigid cu buloane pe planşeul peste ultimul nivel al unui spital din ***Bucureşti*** (a_g = 0.30g)
- Spitalul este o clădire cu P+5 E având înălţimea parterului de 4.50 m şi înălţimile etajelor curente 3.60 m.
- Echipamentul este esenţial pentru continuarea în siguranţă a activităţii spitalului.
- Echipamentul cântăreşte, în exploatare, G =120 kN cu centrul de greutate situat la înălţimea h_G =1.80 m faţă de suprafaţa planşeului.
- Prinderea se realizează cu patru buloane dispuse la interax de l_0=1.10m pe fiecare direcţie (în colţurile plăcii de bază).

E 10.6.2. Calculul forţei seismice

E 10.6.2.1. Parametri de calcul

- Factorul de importanţă pentru echipament γ_{CNS} = 1.4 - echipament amplasat într-un spital ;
- Factorul de amplificare dinamică al echipamentului neizolat împotriva vibraţiilor β_{CNS} = 1.0
- Factorul de comportare al echipamentului q_{CNS} = 2.5 ;
- Coeficientul de amplificare a acceleraţiei terenului pe înălţimea construcţiei K_z = 3 (cota de prindere "z" este egală cu înălţimea clădirii "H")

E 10.6.2.2. Calculul forţei seismice de proiectare

- Forţa seismică static echivalentă -:

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.4x0.30gx1.0x3.0}{2.5}\left(\frac{120}{g}\right) \cong 60.5kN$$

- Verificarea condiţiilor de limitare a forţei seismice:

F_{CNS} = 48.4 kN $< 4\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 4x1.4x0.30g\left(\frac{120}{g}\right) = 201.3kN$ -

F_{CNS} = 60.5 kN > 0.75 $\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 0.75x1.4x0.30g\left(\frac{120}{g}\right) = 37.8kN$

E 10.6.3.Eforturi de proiectare în buloane

- Ancorajele se proiectează pentru forţa seismică statică echivalentă (F_{CNS}) majorată cu 30% - :
  F_d = 1.3 x 60.5 = 78.7 kN
- Forţa tăietoare de proiectare într-un bulon
  T_{bulon} = ¼ F_d = 0.25x 78.7 ≅ 19.7 kN
- Momentul de răsturnare dat de forţa seismică în raport cu secţiunea de prindere:
  $M_r = F_{CNS} h_g$ = 60.5 x 1.80 = 108.9 kNm
- Forţa de întindere într-un bulon:

$$N_b = \frac{M_r}{2l_0} = \frac{108.9}{2x1.1} = 49.5kN$$

- Efectul favorabil al greutăţii proprii se reduce cu 15% -

$$N_g = 0.85\left(\frac{G}{4}\right) = 0.85\left(\frac{120}{4}\right) = 25.5\text{kN}$$

- Valoarea de proiectare a forţei axiale de întindere într-un bulon :
  $N_d = N_b - N_g = 49.5 - 25.5 = 24.0$ kN

E 10.7 Calulul prinderilor pentru un echipament montat pe izolatori

E 10.7.1. Date generale

- Echipamentul din exemplul nr. 7 este un generator electric de rezervă pentru spital (necesar pentru continuarea funcţionării în siguranţă).
- Generatorul este montat pe planşeul etajului 3 şi este izolat împotriva vibraţiilor.

E 10.7.2. Calculul forţei seismice

E 10.7.2.1. Parametri de calcul

- Acceleraţia terenului pentru proiectare (componenta orizontală) a_g = 0.30g-
- Factorul de importanţă pentru echipament γ_{CNS} = 1.8 (valoare apreciată > 1.5)- echipament amplasat într-un spital esenţial pentru continuarea activităţii în siguranţă ;
- Factorul de amplificare dinamică al echipamentului izolat împotriva vibraţiilor β_{CNS} = 2.5 ;
- Factorul de comportare al echipamentului q_{CNS} = 2.5 ;
- Coeficientul de amplificare a acceleraţiei terenului pe înălţimea construcţiei
  - cota de prindere z = 4.50 + 2 x 3.60 = 11.70 m
  - înălţimea clădirii H = 4.50 + 5 x 3.60 = 22.50 m
  - $K_z = 1 + 2\frac{11.70}{22.50} = 2.04$

E 10.7.2.2. Calculul forţei seismice de proiectare

- Forţa seismică static echivalentă -

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.8x0.30gx2.5x2.04}{2.5}\left(\frac{120}{g}\right) \cong 132.3kN$$

- Verificarea condiţiilor de limitare a forţei seismice:

F_{CNS} = 105.8 kN $< 4\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 4x1.8x0.30g\left(\frac{120}{g}\right) = 259.3kN$ -

F_{CNS} = 105.8 kN > 0.75 $\gamma_{CNS} a_g m_{CNS} = 0.75x1.8x0.30g\left(\frac{120}{g}\right) = 48.6kN$

E 10.7.3.Eforturi de proiectare în buloane

- Ancorajele se proiectează pentru forţa seismică static echivalentă (F_{CNS}) majorată cu 30% - :
  F_d = 1.3 x 132.3 = 172.0 kN
- Forţa tăietoare de proiectare într-un bulon
  T_{bulon} = ¼ F_d = 0.25x 172.0 ≅ 43.0 kN
- Momentul de răsturnare dat de forţa seismică în raport cu secţiunea de prindere:
  $M_r = F_{CNS} h_g$ = 172.0 x 1.80 = 309.6 kNm
- Forţa de întindere într-un bulon:

$$N_b = \frac{M_r}{2l_0} = \frac{309.6}{2x1.1} = 140.7kN$$

- Efectul favorabil al greutăţii proprii se reduce cu 15% -

$$N_g = 0.85\left(\frac{G}{4}\right) = 0.85\left(\frac{120}{4}\right) = 25.5\text{kN}$$

- Valoarea de proiectare a forţei axiale de întindere într-un bulon :
  $N_d = N_b - N_g = 140.7 - 25.5 = 115.2$ kN

E 10.8 Calculul unei conducte de apă fierbinte

E 10.8.1. Date generale

- Conductă de apă la temperatură ridicată care serveşte un spital din ***Ploieşti***.
- Conducta este plasată la tavanul centralei termice (construcţie cu un nivel).
- Instalaţie esenţială pentru continuarea activităţii spitalului.
- Dimensiunea conductei D_{ext}= 300 mm, D_{int} = 292 mm, t = 4 mm
-

E 10.8.2. Materiale și rezistențe de calcul

- Oţel cu R_a = 2100 daN/cm^2 şi E = 2100000 daN/cm^2
- Momentul de inerţie al conductei I ≅ 4070 cm^4
- Modulul de rezistenţă al conductei W ≅ 270 cm^3
- Greutatea proprie a conductei ≅ 30.0 daN/m
- Greutatea apei din conductă ≅ 67.0 daN/m
- Greutatea totală g ≅ 100 daN/m

E 10.8.3. Determinarea distanței între prinderi pentru realizarea condiției $T_0 \leq 0.06s$

- Se consideră conducta articulată la capete pe ambele direcţii (pentru simplificarea expunerii).
- Perioada proprie a modului fundamental de vibraţie pentru o bară dreaptă de lungime l_0 dublu articulată

$$T = \frac{2l_0^2}{\pi}\sqrt{\frac{g}{EI}}$$

- Din condiţia ca perioada proprie a conductei T ≤ 0.06 sec (pentru ca β_{CNS} = 1.0), cu datele de la 8.2, rezultă $l_0 \leq 522$ cm
- Aleg l_0 = 500 cm

E 10.8.4. Calculul forței seismice de proiectare

E 10.8.4.1. Parametri de calcul

- Acceleraţia seismică de proiectare $a_g = 0.35g$
- Factorul de importanţă stabilit de investitor $\gamma_{CNS} = 1.8$
- Factorul de amplificare $\beta_{CNS} = 1.0$ (pentru $T_0 < 0.06$ s)
- Prindere ductilă, coeficient de comportare $q_{CNS} = 2.5$
- Coeficientul $K_z = 3$ ($z \equiv H$)

E 10.8.4.2. Forţa seismică orizontală

$$F_{CNS}(H) = \frac{\gamma_{CNS} a_g \beta_{CNS} K_z}{q_{CNS}} m_{CNS} = \frac{1.8x0.35gx1.0x3.0}{2.5}\left(\frac{100}{g}\right) \cong 75.6 daN/m$$

E 10.8.4.3. Forţa seismică verticală

- Acceleraţia seismică verticală $a_{vg} = 0.7\ a_g \Rightarrow 0.7 \times 0.35\ g = 0.245\ g \cong 0.25\ g$
- Forţa seismică verticală: $F_{CNS}(V) = 0.7\ F_{CNS}(H) \Rightarrow 0.7 \times 75.6 = 52.9$ daN/m

E 10.8.4.4. Combinarea forţelor seismice pe cele două direcţii

- Pentru verificarea rezistenţei conductei, încărcările de pe cele două direcţii se determină după cum urmează :

Ipoteza 1:

- $F_{CNS}(V_1) = g + F_{CNS}(V) = 100.0 + 52.9 = 152.9$ daN/m
- $F_{CNS}(H_1) = 0.3\ F_{CNS}(H) = 0.3 \times 75.6 = 22.7$ daN/m
- $F_{CNS}(1) = \sqrt{F^2_{CNS}(V_1) + F^2_{CNS}(H_1)} = \sqrt{152.5^2 + 22.7^2} = 154.2$ daN/m

Ipoteza 2:

- $F_{CNS}(V_2) = g + 0.3\ F_{CNS}(V) = 100.0 + 0.3 \times 52.9 \cong 115.9$ daN/m
- $F_{CNS}(H_2) = F_{CNS}(H) = 75.6$ daN/m
- $F_{CNS}(2) = \sqrt{F^2_{CNS}(V_2) + F^2_{CNS}(H_2)} = \sqrt{115.9^2 + 75.6^2} = 138.4$ daN/m < $F_{CNS}(1)$

- Încărcarea totală de calcul este cea mai mare dintre cele două valori
  $F_{CNS} = 154.2$ daN/m

E 10.8.5. Verificarea rezistenţei conductei

- Momentul încovoietor $M = \dfrac{1.542 x 500^2}{8} = 48180 daNcm$
- Efortul unitar în oţel este $\sigma = \dfrac{M}{W} = \dfrac{48180}{270} \cong 178.4 daN/cm^2 < R_a$

E 10.8.6. Eforturi de proiectare pentru prinderi

- Reacţiunea verticală - aferentă unei deschideri
  $R_V = 5.0 \times [g + 1.3F_{CNS}(V)] = 5.0 \times (100 + 1.3 \times 52.9) \cong 845$ daN
- Reacţiunea orizontală
  $R_H = 5.0 \times 1.3 \times F_{CNS}(H) = 5.0 \times 1.3 \times 75.6 \cong 490$ daN

ANEXA J. Recomandări de proiectare

J.1. Alcătuirea de ansamblu a construcţiilor

Alcătuirea de ansamblu a construcţiei trebuie să urmărească realizarea următoarelor caracteristici structurale:

- simplitate: trebuie realizat un sistem structural continuu şi suficient de puternic care să asigure un traseu clar, cât mai direct şi neîntrerupt al forţelor seismice, indiferent de direcţia acestora, până la terenul de fundare. Forţele seismice care iau naştere în toate elementele clădirii sunt preluate de planşeele - diafragme orizontale şi transmise structurii verticale, iar de la aceasta sunt transferate la fundaţii şi teren. Proiectarea trebuie să asigure că nu există discontinuităţi în acest drum de transmitere a forţelor seismice. -
- redundanță: ruperea unui singur element, sau a unei singure legături structurale, nu trebuie să expună structura la pierderea stabilităţii; trebuie realizat un un mecanism de plastificare cu suficiente zone plastice, care să permită exploatarea rezervelor de rezistenţă ale structurii şi o disipare avantajoasă a energiei seismice.
- regularitate: structura trebuie să fie cât mai regulată, cu elemente structurale distribuite cât mai uniform în plan, permiţând o transmitere directă şi pe un drum scurt a forţelor de inerţie aferente maselor distribuite în clădire. Structura trebuie să prezinte, pe cât posibil, şi uniformitate pe verticala construcţiei, urmărindu-se să se elimine apariţia unor zone sensibile, în care concentrarea unor eforturi sau deformaţii plastice excesive ar putea produce ruperi premature. Prin alegerea unei forme avantajoase a construcţiei, printr-o distribuţie adecvată a maselor, a rigidităţii şi a capacităţii de rezistenţă laterale a structurii se va urmări reducerea în cât mai mare măsură a excentricităţilor care pot favoriza torsiunea de ansamblu.
- rigiditate și rezistentă la acțiuni laterale, în orice direcţie: elementele structurale vor fi dispuse în plan într-un sistem ortogonal, în măsură să ofere caracteristici de rezistenţă şi de rigiditate suficiente în două direcţii. Rigiditatea laterală va fi suficientă pentru limitarea deplasărilor orizontale, astfel încât efectele de ordinul 2 şi degradările construcţiei să poată fi controlate.
- rigiditate și rezistentă la torsiune: structura trebuie să fie înzestrată cu suficientă rigiditate şi rezistenţă la torsiune pentru a limita manifestarea unor mişcări de răsucire în ansamblu a construcţiei, care ar putea spori periculos eforturile şi deplasările orizontale ale clădirilor. Soluţia cea mai eficientă pentru aceasta este dispunerea adecvată a unor elemente suficient de rigide şi rezistente la acțiuni laterale pe perimetrul construcţiei (cel puţin două în fiecare direcţie principală).
- planșeele- diafragme orizontale: planşeele de la fiecare nivel trebuie realizate ca diafragme practic infinit rigide şi rezistente pentru forţe aplicate în planul lor.
- fundaţii adecvate - alcătuirea fundaţiilor construcţiei şi a legăturii acesteia cu suprastructura trebuie să asigure condiţia ca întreaga clădire să fie supusă

unei excitaţii seismice cât mai uniforme. La proiectarea fundaţiilor, forţele transmise de suprastructură sunt cele care trebuie să corespundă mecanismului structural de disipare de energie, dacă proiectarea construcţiei se bazează conceptual pe răspunsul structural în domeniul neliniar.

- Distribuția regulată în plan și în elevație a maselor - se va urmări dispunerea cât mai uniformă a încărcărilor gravitaţionale pe planşee, atât în plan, cât şi pe verticală, în vederea reducerii efectelor nefavorabile datorate poziţionării neregulate a încărcărilor masice. la realizarea componentelor nestructurale se vor utiliza cu prioritate materiale uşoare; se vor reduce grosimile tencuielilor şi ale şapelor de egalizare, ale straturilor pentru realizarea pantelor şi se va micșora greutatea elementelor ornamentale la clădirile la care acestea sunt necesare; se vor utiliza betoane cu rezistențe ridicate pentru a reduce masa structurii.

Realizarea unei structuri simple, compacte, pe cât posibil, simetrice, reprezintă obiectivul cel mai important al proiectării, deoarece modelarea, calculul, dimensionarea, detalierea şi execuţia structurilor simple sunt supuse la incertitudini mult mai mici şi, ca urmare, se poate impune construcţiei, cu un grad înalt de încredere, comportarea seismică dorită.

J.2. Calculul structural

Metoda de referinţă pentru determinarea efectelor seismice este calculul modal cu spectre de răspuns. In aceasta metoda de calcul comportarea structurii este reprezentată printr-un model liniar-elastic, iar acţiunea seismică este descrisă prin spectre de răspuns de proiectare.

La construcţiile care pot fi calculate prin considerarea a două modele plane pe direcţii ortogonale şi al căror răspuns seismic total nu este influenţat semnificativ de modurile proprii superioare de vibraţie se poate folosi metoda forţelor laterale statice echivalente. Metoda poate fi aplicată dacă perioadele fundamentale corespunzătoare direcţiilor orizontale principale sunt mai mici decât 1,5 și dacă sunt respectate criteriile privind regularitatea structurală pe verticală.

În metoda forţelor laterale statice echivalente, forţa tăietoare de bază corespunzătoare modului propriu fundamental, pentru fiecare direcţie orizontală principală considerată în calculul clădirii, se determină cu relația

$$F_b = \gamma_{I,e} S_d(T_1) m \lambda \qquad \text{(J.1)}$$

unde

$S_d(T_1)$ ordonata spectrului de răspuns de proiectare corespunzătoare perioadei fundamentale T_I :

T_I perioada proprie fundamentală de vibraţie a clădirii în planul care conţine direcţia orizontală considerată. În cazul structurilor de beton armat sau zidărie această valoare a perioadei trebuie să corespundă rigidităților reduse ale elementelor structurale astfel încât să se țină cont de efectul fisurării.

m masa totală a clădirii calculată ca suma a maselor de nivel m_i . Masa poate fi considerată ca raportul dintre greutatea clădirii corespunzătoare acțiunilor

gravitaționale din combinația de acțiuni care cuprinde și acțiunea seismică și accelerația gravitațională, g.

$\gamma_{I,e}$ factorul de importanţă al construcţiei

λ factor de corecţie care ţine seama de contribuţia modului propriu fundamental prin masa modală efectivă asociată acestuia. λ poate fi luat egal cu $0,85$ dacă $T_1 \leq T_C$ şi clădirea are mai mult de două niveluri şi egal cu 1,0 în celelalte situaţii.

Efectele acţiunii seismice se determină prin aplicarea forţelor seismice orizontale asociate nivelurilor cu masele m_i. (2) Forma proprie fundamentală poate fi aproximată printr-o variaţie liniară crescătoare pe înălţime. In acest caz forţele orizontale de nivel pot fi calculate cu relația:

$$F_i = F_b \frac{m_i z_i}{\sum_{j=1}^{n} m_j z_j} \qquad \text{(J.2)}$$

unde z_i şi z_j reprezintă înălţimea până la nivelul i şi, respectiv, j măsurată faţă de baza construcţiei considerată in model, iar n este numărul total de niveluri.

La clădiri multietajate, forţele seismice orizontale se aplică sistemelor structurale ca forţe laterale la nivelul fiecărui planşeu considerat indeformabil în planul său.

Dacă pentru obţinerea răspunsului seismic se utilizează un model spaţial, efectul de torsiune produs de o excentricitate accidentală se poate considera prin introducerea la fiecare nivel a unui moment de torsiune.

$$M_{ai} = F_i e_{ai} \qquad \text{(J.3)}$$

în care

M_{ai} moment de torsiune aplicat la nivelul i în jurul axei sale verticale

e_{ai} excentricitate accidentală a masei de la nivelul i conform relaţiei **Error! Reference source not found.**

F_i forţa seismică static echivalentă orizontală aplicată la nivelul i

Momentul de torsiune se va calcula pentru toate direcţiile şi sensurile considerate în calcul.

Efectele acţiunii datorate combinaţiei componentelor orizontale ale acţiunii seismice se pot calcula simplificat folosind următoarele combinaţii:

$$E_{Edx} \text{"+"} 0,30\, E_{Edy} \qquad \text{(J.4)}$$

$$0,30\, E_{Edx} \text{"+"} E_{Edy} \qquad \text{(J.5)}$$

unde

"+" înseamnă "a se combina cu",

E_{Edx} reprezintă efectele acţiunii datorate aplicării mişcării seismice pe direcţia axei orizontale x alese pentru structură,

E_{Edy} reprezintă efectele acţiunii datorate aplicării mişcării seismice pe direcţia axei orizontale y, perpendiculară pe axa x a structurii.

La clădirile care satisfac criteriile de regularitate în plan şi la care pereţii sau sistemele independente de contravântuire verticală în plane asociate celor două direcţii orizontale principale sunt singurele elemente care preiau efectele mişcării seismice, se poate considera acţiunea separată a cutremurului în cele două direcţii orizontale principale fără a se face combinaţiile indicate anterior.

J.3. Verificarea deformaţiilor

Calculul deplasărilor laterale pentru SLS se face cu relaţia

$$d_s = \upsilon q d_e \qquad \text{(J.6)}$$

unde,

d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acţiunii seismice corespunzătoare SLS

d_e deplasarea aceluiaşi punct din sistemul structural, determinată prin calcul static elastic sub acţiunea seismică de proiectare, conform spectrelor de proiectare din capitolul 3, ţinând seama şi de efectul torsiunii accidentale

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5-9) utilizat la calculul valorii de proiectare a forţei seismice

υ factor de reducere care ţine seama de intervalul de recurenţă al acţiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS (vezi 2.1 si 2.2); valorile υ sunt date în Anexa E

Calculul deplasărilor laterale pentru ULS se face cu relaţia

$$d_s = c q d_e \qquad \text{(J.7)}$$

unde,

d_s deplasarea unui punct din sistemul structural ca efect al acţiunii seismice corespunzătoare ULS

c factor supraunitar care ţine seama de faptul că în răspunsul seismic inelastic deplasările sunt superioare celor din răspunsul elastic în cazul structurilor cu perioada de oscilaţie mai mică decât T_c; valoarea factorului c este dată în Anexa E

q, d_e semnificaţie similară cu cea de la (J.6)

Valorile de proiectare ale rigidităţii elementelor de beton armat se determină pe baza prevederilor de la **Error! Reference source not found.Error! Reference source not found.** şi din Anexa E;

Pentru verificare, valorile deplasărilor relative de nivel calculate pentru SLS şi ULS se compară cu valorile admise indicate în Anexa E a codului. Relaţia de verificare la SLS este:

$$d_r^{SLS} = \nu\, q\, d_{re} \le d_{r,a}^{SLS} \qquad \text{(J.8)}$$

unde

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată SLS

d_{re} deplasarea relativă de nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare (vezi capitolul 4). Se ia în considerare numai componenta deformaţiei care produce degradarea pereţilor înrămaţi, extrăgând partea datorată deformaţiei axiale a elementelor verticale în cazul în care aceasta are o contribuţie semnificativă la valoarea deformaţiei totale. Pentru elementele structurale de beton armat, rigiditatea la încovoiere utilizată pentru calculul valorii d_{re} se va determina conform tabelului E.1. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidităţii elementelor structurale sunt date în capitolele relevante ale Codului.

ν factorul de reducere care ţine seama de intervalul de recurenţă mai redus al acţiunii seismice asociat verificărilor pentru SLS.

Valoarea factorului este: $\nu = 0{,}5$.

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9) utilizat la determinarea fortei seismice de proiectare

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismică asociată SLS

$d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale utilizate, determinate experimental, se recomanda utilizarea valorilor date in tabelul E.2.

Relaţia de verificare la ULS este:

$$d_r^{ULS} = c\, q\, d_{re} \le d_{r,a}^{ULS} \qquad \text{(J.9)}$$

d_r^{ULS} deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismica asociată ULS

q factorul de comportare specific tipului de structură (vezi capitolele 5..9)

d_{re} definit in cadrul paragrafului E.1. În lipsa datelor care să permită o evaluare mai precisă, rigiditatea la încovoiere a elementelor structurale de beton armat, utilizată pentru calculul valorii d_{re}, se consideră egală cu jumătate din valoarea corespunzătoare secţiunilor nefisurate, adică $0{,}5E_cI_g$, cu excepţia elementelor structurilor cu pereţi, pentru care rigidităţile de proiectare se vor lua conform CR 2-1-1.1, par.6.6. Pentru structuri realizate din alte materiale, prevederi referitoare la valorile de proiectare ale rigidităţii elementelor structurale sunt date în capitolele relevante ale Codului.

$d_{r,a}^{ULS}$ valoare admisibilă a deplasării relative de nivel. În lipsa unor valori specifice componentelor nestructurale si modului de prindere pe structură utilizat, determinate experimental, se recomanda utilizarea valorii de $0{,}025h$ (unde h este înălţimea de nivel)

c factorul de amplificare a deplasărilor

J.4. Verificarea rezistenţelor

Pentru toate elementele structurale şi nestructurale trebuie respectată relaţia:

$$E_d \leq R_d \qquad \text{(J.10)}$$

exprimată în termeni de rezistenţă, unde:

E_d valoarea de proiectare a efortului secţional rezultat din calculul strutural în combinaţia seismică de proiectare, tinând seama şi de efectele de ordinul 2, atunci când acestea sunt semnificative

R_d valoarea corespunzătoare a efortului capabil, calculată cu valorile de proiectare ale rezistenţelor materialelor, pe baza modelelor mecanice specifice tipului de element structural, conform capitolelor 5 - 9 şi codurilor specifice diferitelor materiale

În cazul proiectării structurii pentru răspuns în domeniul neliniar, eforturile de proiectare cu care se face verificarea rezistenţelor trebuie să corespundă situaţiei mobilizării mecanismului de plastificare în suprastructură.

J.5. Asigurarea ductilităţii locale şi de ansamblu

Structura în ansamblu şi elementele structurale implicate în mecanismul structural de disipare al energiei seismice, asociat tipului de structură şi factorului de comportare specific, trebuie să prezinte ductilitate adecvată.

În acest scop se vor respecta condiţiile date în capitolele 5-9, specifice diferitelor materiale structurale, privind impunerea unor mecanisme favorabile de disipare a energiei şi înzestrarea zonelor disipative cu suficientă capacitate de deformaţie în domeniul postelastic

Prin dimensionarea adecvată a rezistenţei elementelor structurale la clădirile multietajate se va evita manifestarea unor mecanisme de disipare de energie de tip nivel slab, la care să se concentreze cerinţe excesive de ductilitate

Impunerea mecanismului de plastificare dorit se realizează practic prin dimensionarea capacităţilor de rezistenţă în zonele selectate pentru a avea un răspuns seismic elastic la valori de momente suficient de mari. Modul în care se stabilesc valorile de proiectare ale momentelor încovoietoare se prezintă la capitolele 5–9, funcţie de tipul de structură şi natura materialului din care este alcătuită structura clădirii

Verificarea capacităţii de deformare (ductilităţii) elementelor structurale şi a structurii în ansamblu se efectuează în termeni de deplasări pe baza unei relaţii similare cu relaţia (4.21), comparând cerinţele de deformare cu capacitatea. Verificarea se poate face conform prevederilor Anexei E.

Legăturile între elementele structurale, de exemplu nodurile structurilor tip cadru, conectorii dintre elementele realizate din materiale diferite sau din betoane cu vârste diferite, şi planşeele vor fi proiectate la eforturi de calcul suficient de mari, astfel încât

să se asigure că răspunsul seismic al acestor elemente nu depăşeşte limitele stadiului elastic.

Pentru a satisface condiţiile de la (5), planşeele vor fi proiectate la forţele care le revin în condiţiile instalării mecanismului global de plastificare.